UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

Projeto de Estabilidade de um Edifício

(Versão final após defesa pública)

Catarina Alexandra Pereira Cavaco Veiga

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil Estruturas e Construção

(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Covilhã, outubro de 2016

Agradecimentos

Quero agradecer ao meu orientador Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade pelo apoio prestado ao longo deste período.

Quero agradecer à minha família, amigos por todo o apoio que me deram ao longo deste tempo, porque sem eles não era possível o término desta etapa.

Resumo

O presente trabalho tem como finalidade apresentar um projeto de estabilidade de um edifício destinado a habitação comum, localizado na Covilhã. Este trabalho é constituído por diferenciadas fases de projeto, desde a sua conceção inicial até à fase final de dimensionamento.

Tendo em consideração as plantas arquitetónicas, condições geotécnicas e envolvente, optou-se por escolher uma estrutura mista aço-betão, em que a estrutura de aço é relativa às escadas de acesso aos pisos e caixa de elevadores.

De modo a obter a solução estrutural do edifício, subdividiu-se o trabalho em diferentes fases, começando pela definição das ações permanentes e variáveis, pré-dimensionamento e dimensionamento. Neste trabalho o dimensionamento de elementos de betão armado, incidiu no cálculo de uma laje e uma viga. Nos elementos metálicos foram realizados os cálculos para diferentes vigas e para um pilar.

Para a realização deste trabalho foram aplicados diversos conhecimentos adquiridos no decorrer do curso, tais como os adquiridos nas disciplinas de betão armado, estruturas metálicas e dinâmica e engenharia sísmica.

No que diz respeito à modelação da estrutura, esta foi realizada no programa de cálculo automático *Tricalc,* efetuando assim o dimensionamentos e verificações necessárias, sempre tendo em consideração as ações e combinações regulamentares, a fim de se obter um bom desempenho a nível estrutural.

Na execução deste trabalho recorreu-se a variadas normas, regulamentos nacionais, Eurocódigos e tabelas técnicas.

Palavras-chave

Projeto de estruturas, Betão armado, Estrutura metálica, Tricalc.

Abstract

This document aims to present a stability project of a building intended for housing, located in Covilhã city. So they are presented the different project phases, from its initial conception to final measurement phase.

Considering the architectural plans, geotechnical conditions and surrounding, it was decided to make a mixed steel-concrete structure, where the steel structure is present on the stairs of access to floors and lifts.

In order to obtain the building structural solution, this document was divided into different phases, starting by definition of actions, permanent and variable, pre-design and design. The measurement of reinforced concrete elements and the calculus of the metallic elements been performed for different beams and one pillar.

For this work, has applied various knowledge acquired during the course, in the disciplines of reinforced concrete, steel structure and dynamics and earthquake engineering.

Regarding the structure modeling, this has been performed in the automatic calculation program Tricalc, performing the measurement and the verifications, always taking into account the actions and combinations in order to obtain a good structural performance level.

The execution of this document was been based on various standards, national regulations, Eurocodes and technical tables.

Keywords

Key words: structured project, reinforced concrete, metallic structure, Tricalc

Índice

Lista de Figuras

Lista de Tabelas

Lista de Acrónimos

ELU	Estados Limites Últimos
ELS	Estados Limites de Serviço
NP	Norma Portuguesa
RSA	Regulamento de segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
EC0	Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-3: Ações da neve
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
EC8	Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

Lista de Símbolos

C_z	coeficiente dependente da zona
H	Altitude do local, em metros
s	Acão da neve
μi	Coeficiente de forma para a carga da neve
C_e	Coeficiente de exposição
s_k	Valor característico da carga da neve ao nível do solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo de acelerações (m/s^2)
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m/s^2)
γ_I	Coeficiente de importância
a_{gr}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A m/s^2
TB	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s)
TD	Valor que define no espectro o inicio do ramo de deslocamento constante (s)
S	Coeficiente de solo
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
q_0	valor básico do coeficiente de comportamento, depende do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura
K_w	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
α_1	valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num numero de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q
ψ_0	Coeficiente de combinação para as ações variáveis
ψ_2	Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
G_k	Valor característico de uma ação permanente
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_{Ek}	Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência

γ_I	Coeficiente de importância
h	espessura da laje
$l_{máx}$	máximo vão entre os pilares
l	vão entre pilares
A_c	área da secção do pilar
N_{sd}	valor de cálculo do esforço normal atuante
f_{cd}	valor de cálculo da tenção de rotura do betão à compressão
A_{min}	área mínima de sapata
N_{pilar}	esforço axial na base do pilar
σ_{adm}	tensão admissível do solo
f_{ctm}	valor médio da resistência à tração do betão
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço
b_t	largura da secção de betão tracionado (b_t=1)
d	altura útil da secção transversal da laje
rec	recobrimento da laje
μ	momento fletor reduzido
M_{Sd}	valor do momento fletor atuante
ω	percentagem mecânica de armadura
A_s	área de armadura longitudinal
f_{yd}	valor de cálculo da tenção de cedência do aço
ρ	área de armadura de tração
b_w	menor largura da secção transversal na área tracionada (mm)
k	coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas
k_c	coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário
$f_{ct,eff}$	área de betão tracionado antes da deformação da primeira fenda
A_{ct}	área de betão tracionado antes da deformação da primeira fenda
δ_0	contra flecha, posição inicial da viga sem carregamento
δ_1	flecha da viga, deformação da viga devida a cargas permanentes, logo após o carregamento
δ_2	flecha da viga devido a ações variáveis
δ_{max}	flecha máxima em relação ao eixo reto entre apoios
δ_{tot}	flecha resultante do somatório de flecha máxima e contra flecha
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva
$W_{el,min}$	modulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma secção transversal
$M_{el,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente elástico da secção

$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente plástico da secção
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente
A_v	área resistente ao esforço transverso
f_y	tensão de cedência do aço
h_w	altura da alma
t_w	espessura da alma
η	parâmetro considerado igual a 1 de modo conservativo
E	módulo de elasticidade do aço
I	momento de inércia
L_e	comprimento de encurvadura
M_{Ed}	valor de cálculo do mento fletor atuante
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente à encurvadura
ϕ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral
W_y	módulo de flexão
e_1	distância do parafuso ao bordo da chapa na direção do esforço
e_2	distância do parafuso ao bordo da chapa na direção perpendicular ao esforço
p_1	afastamento dos parafusos na direção do esforço
p_2	afastamento dos parafusos na direção perpendicular do esforço
d_0	diâmetro do furo para o parafuso
t	espessura mínima dos elementos a unir
f_{ub}	tensão de rotura do parafuso
γ_{M2}	coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura
d_m	diâmetro médio da cabeça do parafuso
t_p	menor espessura das chapas atravessadas
f_u	tensão de rotura da chapa
$F_{v,Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso atuante
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tração atuante
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço de tração resistente
A_{nt}	área útil solicitada à tração
A_{nv}	área útil solicitada ao corte
$F_{w,Ed}$	valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rd}$	valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$f_{vw,d}$	valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura

Capítulo 1 – Introdução e Organização da Tese

1.1 Introdução

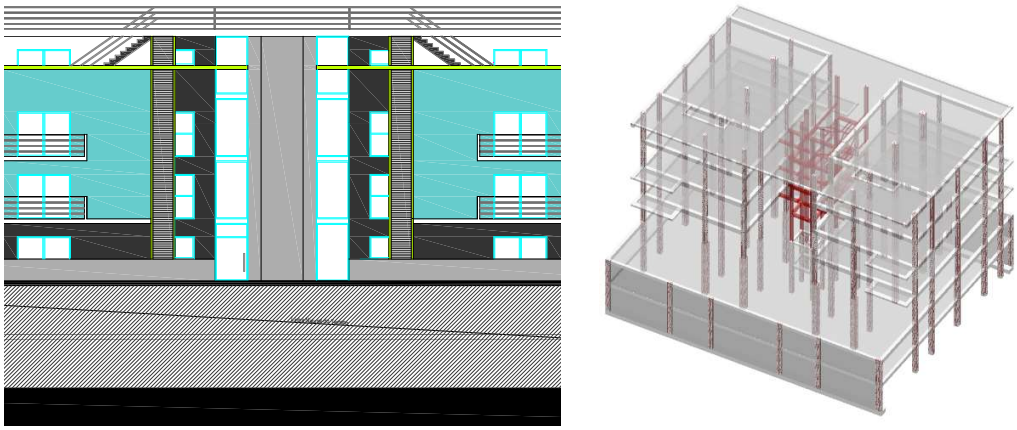
O presente documento tem como finalidade o projeto de estabilidade de um edifício de habitação coletiva de 6 pisos (4 acima da cota do solo e 2 enterrados) em betão armado e em estrutura metálica. Para tal teve-se como base as plantas alçados arquitetónicas a fim de se obter um projeto de estruturas capaz de resistir às cargas/ações regulamentares.

Atualmente a utilização de programas de cálculo é bastante recorrente, pois eles servem de suporte para a análise e dimensionamento de estruturas. O que implica uma maior rapidez na execução e também um conhecimento mais aprofundado de como a estrutura se irá comportar e existência de possíveis falhas que o edifício poderá vir a ter.

O projeto tem várias fases antes de se obter o resultado final, tais como, a conceção estrutural, quantificação das ações, o pré-dimensionamento e por fim o dimensionamento, onde se avalia também o comportamento dinâmico da estrutura e verificações aos estados limites, últimos e de serviço.

Para o dimensionamento do edifício recorreu-se a um programa de cálculo tridimensional de elementos finitos denominado de *Tricalc*. Este programa de cálculo automático é uma ferramenta indispensável para a modelação da estrutura e análise do comportamento, estático e dinâmico da estrutura.

No que concerne ao projeto de arquitetura, este é composto por várias plantas, a descrição das mesmas será apresentada no capítulo seguinte. A Figura 1.1 serve apenas para dar um conhecimento geral da estrutura, em que a) representa o alçado frontal da estrutura e b) o modelo tridimensional desenvolvido.



a) b)

Figura 1.1: a) Alçado Frontal e b) Modelo tridimensional

1.2 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos, segue-se uma breve descrição dos mesmos:

No presente capítulo realiza-se uma introdução ao trabalho realizado e que será apresentado ao longo deste documento, o programa de cálculo de referência e algumas considerações arquitetónicas.

No capítulo 2 apresenta-se e analisa-se o projeto da arquitetura, descrevendo assim a tipologia do edifício, numero de pisos, área de implantação. Esta análise é importante visto ser fundamental para a conceção estrutural.

No capítulo 3 descreve-se os materiais estruturais, aço e betão referindo também as suas propriedades, seguindo-se a classificação das ações, estas são realizadas com algum pormenor, dada a importância que têm para o projeto.

O capítulo 4 é um capítulo com elevada importância neste trabalho, visto englobar o pré-dimensionamento e dimensionamento, sem recurso a programas de cálculo, dos elementos estruturais de betão armado, permitindo assim ao projetista ter uma noção das dimensões desses elementos. Seguidamente é apresentado o dimensionamento de uma laje a título de exemplo, com a finalidade de se realizar uma comparação da análise manual e automática.

Segue-se o capítulo 5 com o pré-dimensionamento, dimensionamento dos elementos metálicos e das ligações entre estes.

No capítulo 6 são a presentadas as conclusões referentes aos capítulos anteriores.

No final, em anexo são apresentados os cálculos auxiliares, memória descritiva, medições e orçamentos e por fim as peças desenhadas.

Capítulo 2 – Descrição do Edifício

2.1 Introdução

Neste capítulo descreve-se o edifício em estudo, tanto a nível estrutural como não estrutural, como por exemplo o número de pisos, abaixo e acima da cota de soleira, altura dos mesmos, área de implantação e a utilização que estes irão ter, habitação ou estacionamento.

2.2 Descrição do Edifício

O edifício em estudo situado na Covilhã e caracteriza-se por ter uma estrutura bastante regular, com 530,3 m^2 de área de implantação. Este é constituído por 6 pisos na totalidade, em que o piso -2 está totalmente enterrado e o piso -1 está parcialmente enterrado, note-se que a entrada principal do edifício encontra-se no piso zero à cota de 500 m (cota de implantação do edifício).

No que se refere à utilização dos pisos, saiba-se que os pisos enterrados estão destinados unicamente a estacionamento de veículos ligeiros, com pé direito de 2,4 m, contudo este está limitado à entrada a uma altura de 2,2 m, restringindo assim a estrada a veículos pesados. Os restantes pisos são destinados unicamente para a habitação com um pé direito de 2,8 m, os pisos 0, 1, 2 são constituídos por dois apartamentos de tipologia T3. O piso 3 é constituído por dois apartamentos de tipologia T2, mas com acesso à cobertura que funciona como terraço privado para cada um dos apartamentos deste piso.

Seguidamente são apresentadas, a título exemplificativo, algumas peças desenhadas do projeto de arquitetura relevantes para a compreensão do edifício em questão. A Figura 2.2 e a Figura 2.1 e apresentam o alçado principal e posterior, respetivamente. Não são apresentados os alçados lateral esquerdo e direito visto que estes são cegos.

Figura 2.2:. Alçado principal

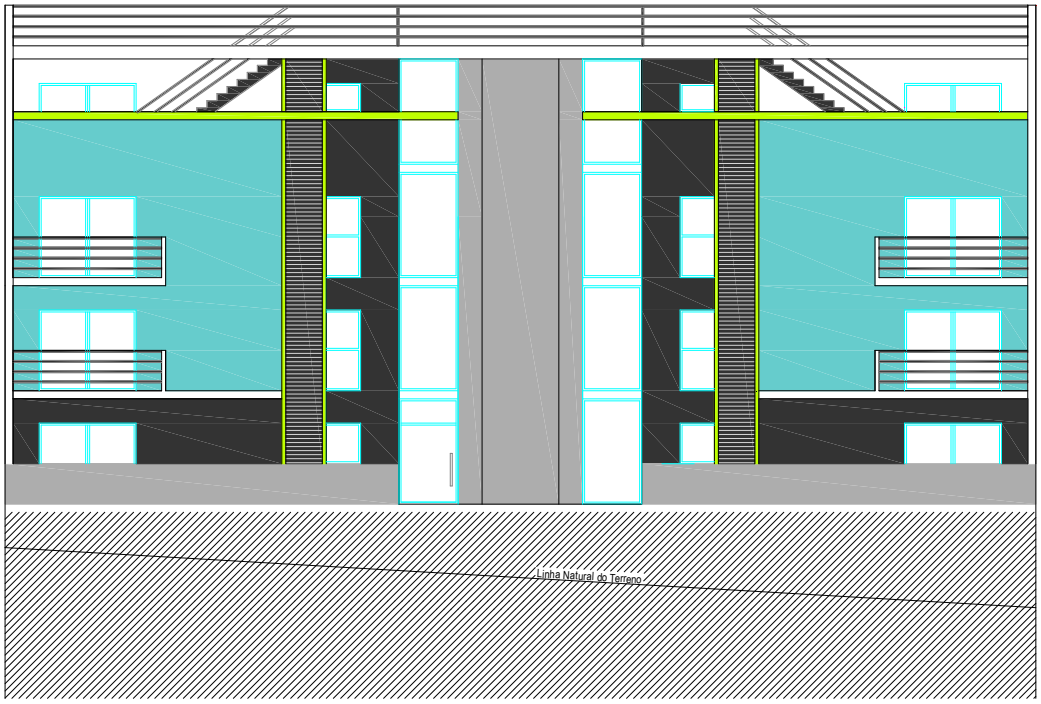


Figura 2.1:. Alçado posterior

Nas Figura 2.3 a Figura 2.8 apresentam-se as plantas dos pisos -2, -1, 0, 1, 2, 3 e da cobertura respetivamente.

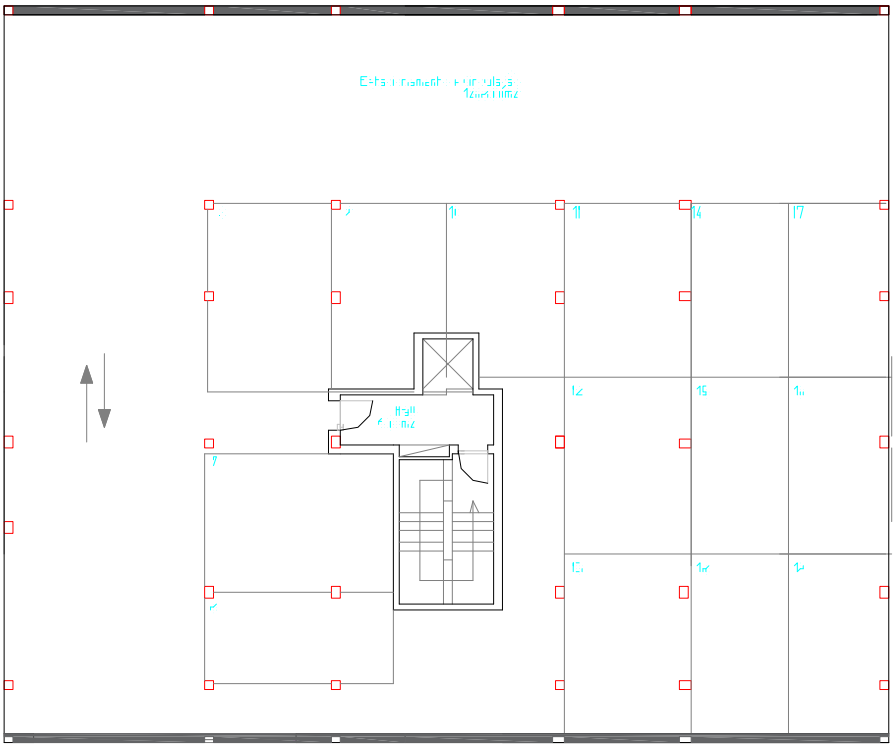


Figura 2.3: Planta do piso -2 e -1

Figura 2.4: Planta do piso 0

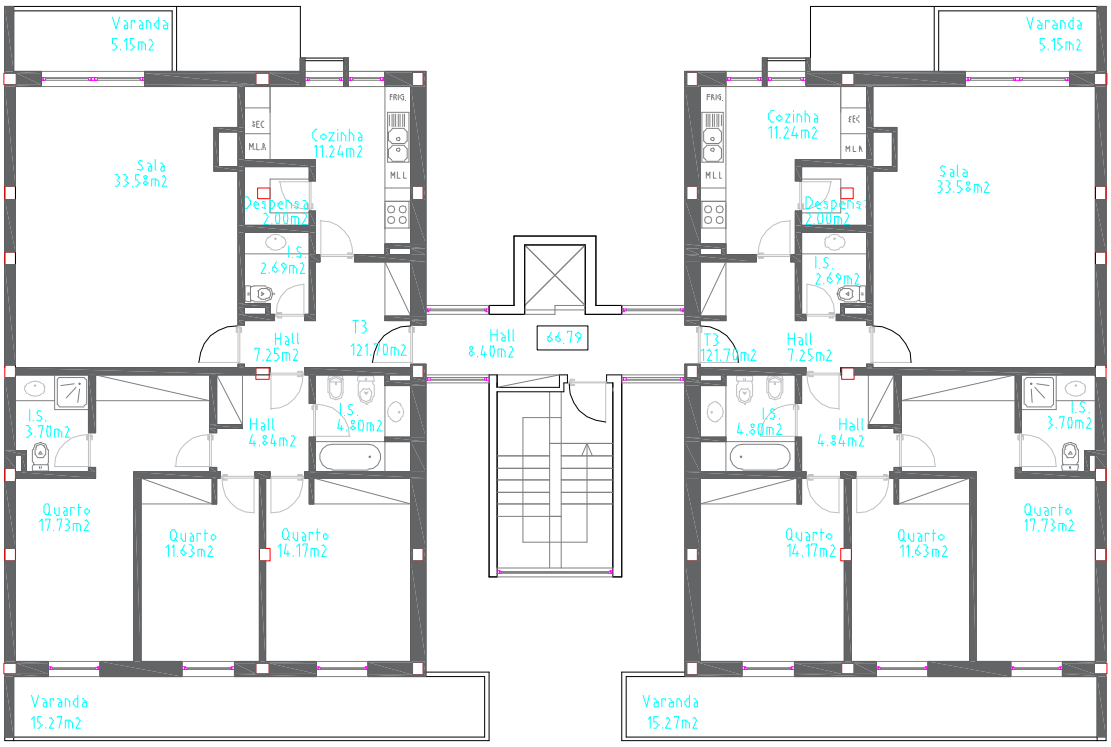


Figura 2.5: Planta do piso 1

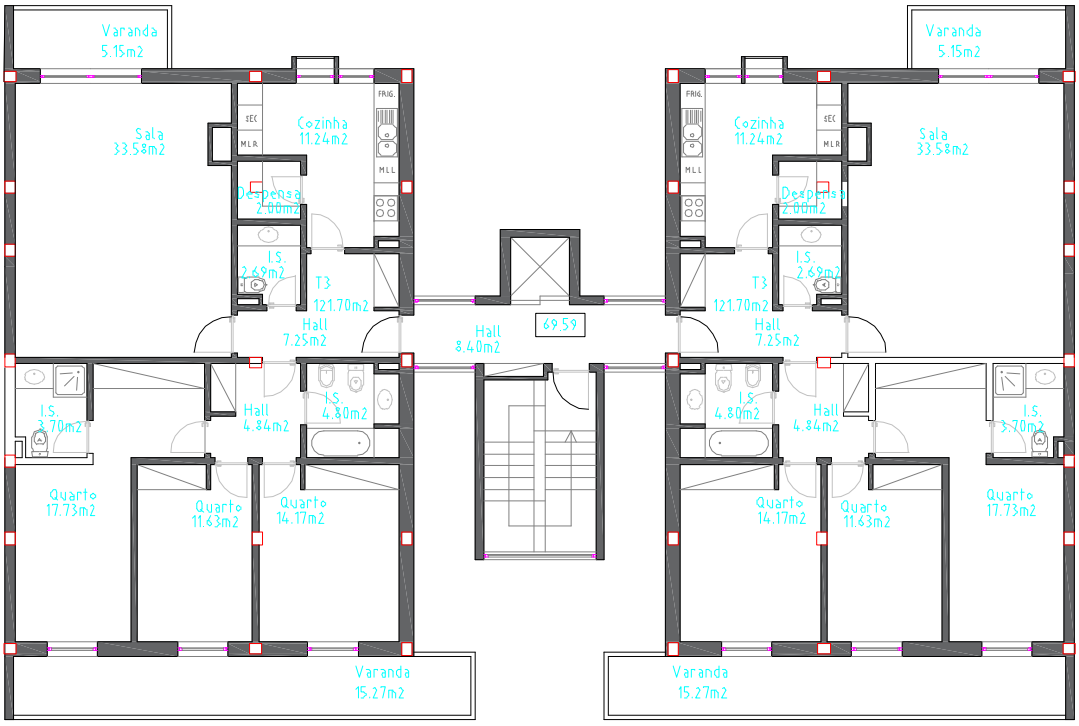


Figura 2.6: Planta do piso 2

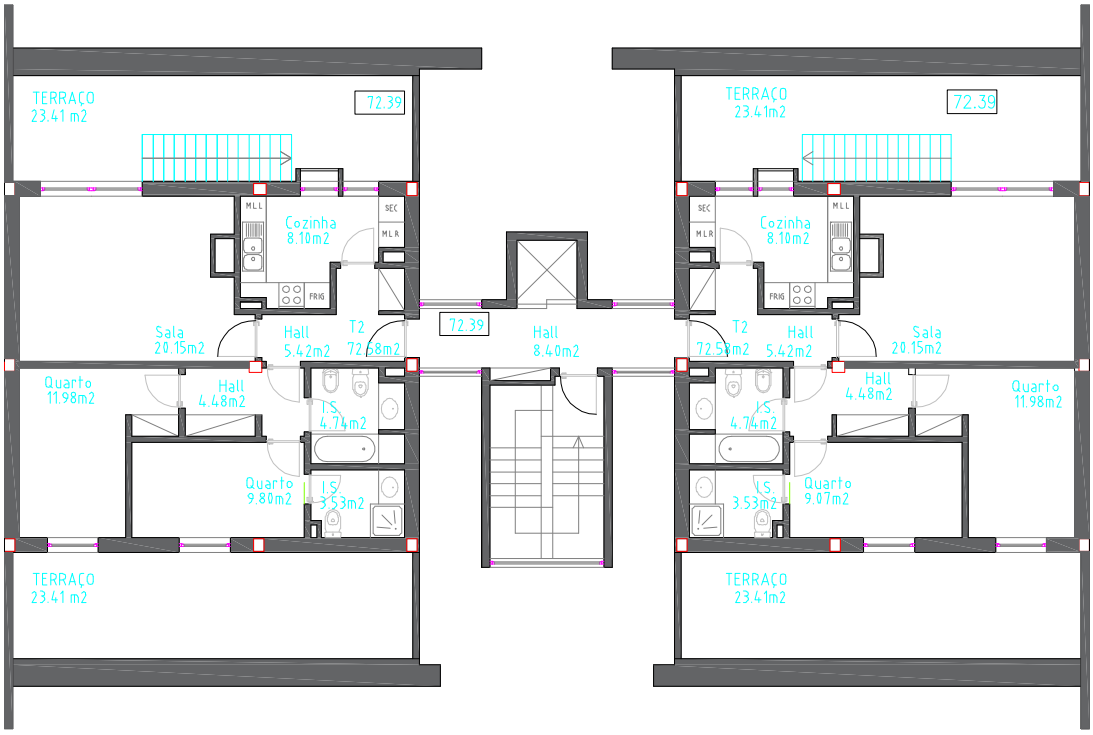


Figura 2.7: Planta do piso 3

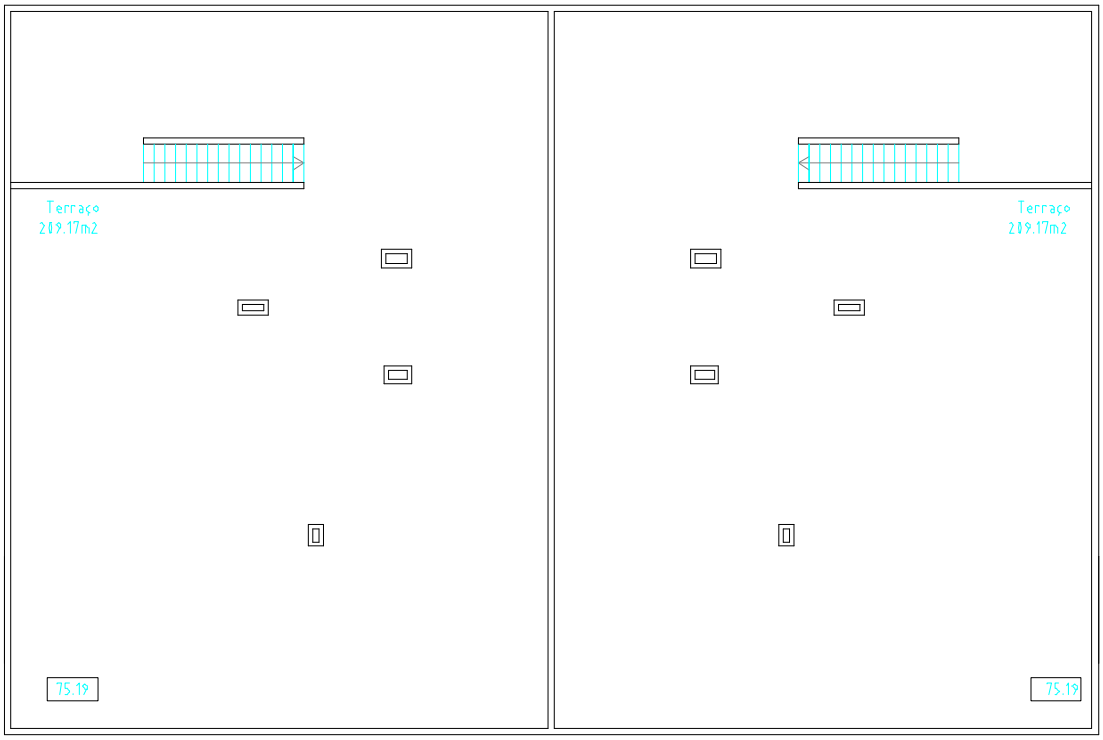


Figura 2.8: Planta de cobertura

Nas figuras 2.9 e 2.10 apresentam-se o corte longitudinal e transversal respetivamente do edifício em estudo.

Figura 2.9: Corte longitudinal

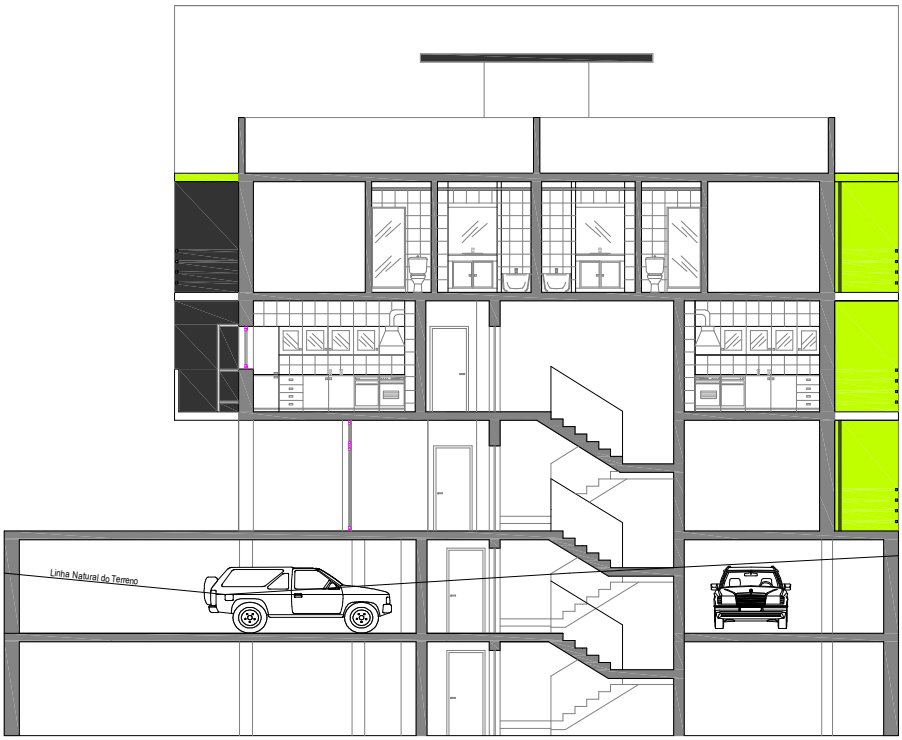


Figura 2.10: Corte transversal

Capítulo 3 – Materiais e Ações

3.1 Introdução

Este trabalho tem por finalidade projetar um edifício de habitação comum. Para tal é necessário especificar que o mesmo será projetado para um tempo de vida útil de 50 anos, segundo o Eurocódigo 0 [3], como indica a Tabela 3.1, e uma classe estrutural S4, indicado no Eurocódigo 2 [6].

Tabela 3.1 Valores indicativos do tempo de vida útil [3]

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias[1)]
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil
[1)] As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontadas, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

No que concerne á análise sísmica o edifício insere-se na classe de importância II, e classe de ductilidade média, "DCM" que significa média capacidade de dissipação de energia, Simões, A. (2008). Sismos e Edifícios [11]. É importante referir que apenas estão referidos dois dos parâmetros da análise sísmica, isto porque a classe de importância e classe de ductilidade são fundamentais para a escolha dos materiais estruturais.

3.2 Materiais Estruturais

A resistência do edifício será garantida por uma estrutura de betão armado e aço. Neste tipo de estudo, projeto, é importante ter em atenção ao comportamento conjunto entre betão e aço, no entanto também tem de se ter em conta a interação entre a estrutura e o meio envolvente. Deste modo fez-se uma análise/levantamento de restrições presentes na regulamentação.

Considerando o Eurocódigo 8 (EC8) deve-se utilizar aço de armaduras para betão armado da classe B ou C especificado no Anexo C, EC2 [6], para elementos primários.

Segundo o EC8 [9] cláusula 5.4.1.1(2)P, para classes DCM obriga a utilização de varões nervurados na zona crítica dos elementos principais exceto em estribos fechados. Refere ainda que nos elementos sísmicos primários não se deve utilizar um betão de classe inferior a C16/20 nas zonas criticas (cláusula 5.4.1.1(1)P).

3.2.1 Aço

- Construção metálica:

Neste trabalho considerou-se que o aço dos elementos metálicos seria da classe S235, na Tabela 3.2 estão referidas as propriedades do aço S235.

Tabela 3.2: Propriedades do aço S235

Propriedades do aço S235	
f_y [MPa]	235
f_u [MPa]	360
E N/mm^2	210 000
G N/mm^2	81 000
υ	0,3
α	12x10^$^{-6}$ por K (para T≤100 °C)

- Armaduras ordinárias:

O aço a ser considerado em projeto é um A 500 NR SD, propriedades apresentadas na Tabela 3.3. Tendo em conta que os elementos estruturais podem ser sujeitos a esforços que provoquem a plastificação das armaduras nas zonas críticas, optou-se pela utilização de um aço de alta ductilidade, ou seja aço de classe C.

Tabela 3.3: Resumo das propriedades de um aço A500

A500		
f_{yk}	[MPa]	500
f_{yd}	[MPa]	435
E_s	[GPa]	200
e_{yd}	‰	2,18
e_{uk}	‰	≤ 7,5

γ_s	[kN/m^3]	78,5

3.2.2 Betão

Após uma análise dos elementos pertencentes à estrutura do edifício verificou-se que existem três tipos distintos de ambientes. Segundo o EC2 [6] os elementos interiores, sujeitos a uma humidade do ar relativamente baixa pertencem à classe XC0, exterior e interiores de casa de banho pertencem à classe XC1.

Para finalizar analisa-se os elementos que podem estar em contacto prolongado com a água, sapatas e muros de cave, estes pertencem à classe XC4. Na Tabela 3.4 são apresentados os limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação do gelo/degelo, para uma vida útil de 50 anos, EC2 [6].

Tabela 3.4: Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação do gelo/degelo, para uma vida útil de 50 anos

Tipo de cimento	CEM I (referência); CEM II/A(1)				CEM II/A(1);CEM III/A(2); CEM IV(2); CEMV/A(2)			
Classe de exposição	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Mínimo recobrimento nominal (mm)	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água cimento	0,65	0,65	0,6	0,6	0,65	0,65	0,55	0,55
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m3)	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37
	LC25/28	LC25/28	LC30/33	LC30/33	LC25/28	LC25/28	LC30/33	LC30/33
(1) Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B e II/B-W, respetivamente. (2) Não aplicável aos cimentos em percentagem inferior a 50% de clínquer portland, me massa.								

Tabela 3.5: Propriedades de um betão C30/37

f_{ck} [MPa]	30	$f_{ctk,0,05}$ [MPa]	2
$f_{ck,cubo}$ [MPa]	37	$f_{ctk,0,95}$ [MPa]	3,8
f_{cm} [MPa]	38	E_{cm} [GPa]	33
f_{ctm} [MPa]	2,9		
$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 20$ MPa			

3.3 Classificação das Ações

As ações podem ser definidas como qualquer fator externo ou não que seja capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em qualquer subestrutura, ou mais precisamente num elemento estrutural.

As ações podem ser divididas, consoante a sua duração de atuação ao longo do período de vida útil da estrutura, em ações permanentes, variáveis e de acidente. A quantificação das ações permanentes e variáveis pode ser realizada pelo RSA [1] e EC0 [3]0 e EC1 [4].

Nas ações permanentes englobam-se os pesos dos revestimentos dos pisos, cobertura e paredes, retrações, fluência, impulsos do terreno hidrostáticos e equipamentos, já nas variáveis estão incluídas as sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, variações de temperatura, vibrações, influência do processo de construção, assentamentos de apoios.

Conclui-se que ao fazer-se uma análise estrutural é indispensável a contabilização de todas as ações, mais especificamente as que possam impor tensões ou deformações consideráveis, de modo a alcançar a segurança geral da estrutura.

3.3.1 Ações Permanentes

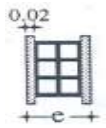
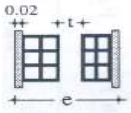
Como já foi referido anteriormente a determinação de ações foi realizada segundo o EC0 [3] e EC1 [4] e pontualmente recorreu-se às Tabelas Diversas [2] e RSA [1]. Note-se que este último serviu unicamente para a distribuição por metro quadrado das paredes divisórias por cada piso, isto porque, para a definição desta ação, não é apresentado nenhum procedimento no EC0 [3].

Primeiramente ir-se-á apresentar o tipo de revestimentos a utilizar nos vários pisos e cobertura, Tabela 3.6. Posteriormente indica-se os valores de carga por metro quadrado de paredes divisórias e exteriores, **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**. Por fim é demonstrado como foi realizada a distribuição das paredes divisórias segundo [1],Tabela 3.7.

Tabela 3.6: Revestimentos de pisos e cobertura

Revestimentos	Descrição	Valores [kN/m^2]
Pisos	Tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje;	1,5
Cobertura (acessível)	Revestimento de terraços, incluindo camada de forma em betão leve (até 8 cm), telas impermeabilizantes e proteções;	2,0

Tabela 3.7: Tabela de pesos de paredes divisórias e exteriores em kN/m²

	Paredes	Descrição			Peso [kN/m²]
	Divisórias	Tipo	Dimensões dos Tijolos	Espessura (m)	Peso
		Tijolo furado (Paredes Simples)	30 x 20 x22	0,15	1,8
	Exteriores	Tijolo furado (Paredes Simples)	30 x 20 x 11 + 30 x 20 x 15	0,13 + 0,17 + t t = 0,05	3,0

segundo o RSA cláusula 15º a quantificação dos pesos de paredes divisórias em edifícios pode ser retratada como uma carga uniforme distribuída em todo o piso, mas se e só se existir uma distribuição uniforme das mesmas.

O artigo 15º refere ainda que a distribuição do peso das paredes na laje é do seguinte modo, o peso da parede por metro quadrado a considerar na laje é reduzido de 40 % do peso de uma facha de parede com um metro de comprimento, segue-se a equação 3.1 que retrata o que foi dito anteriormente.

- Paredes divisórias:

$$Carga\ distribuida = 40\% * h_{parede} * PP_{paredes\ divisórias} \qquad 3.1$$

- Paredes exteriores:

$$Carga\ distribuida = h_{parede} * PP_{paredes\ exteriores} \qquad 3.2$$

Tabela 3.8: Cargas por metro linear de paredes exteriores e interiores

Paredes	Espessura [cm]	Altura	Peso Próprio de uma parede [kN/m2]	Carga Linear [kN/m]
Exteriores	35	2,8	3	8,4
Interiores	19	2,4	2,1	5,04

3.3.2 Sobrecargas

Segundo [4] as zonas dos edifícios residenciais, sociais, comerciais e administrativos devem ser obtidas em categorias, de acordo com as suas utilizações específicas, indicadas no Quadro 6.1 da mesma, Tabela 3.9 do presente documento.

Tabela 3.9: Categorias de utilização [4]

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.

Sabendo já a categoria em que está inserido o edifício seguem-se os valores característicos das sobrecargas, Tabela 3.10. Note-se que os valores adotados são do Anexo Nacional, isto porque este se sobrepõe quando existem prescrições a nível nacional, conforme em NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrição Nacional.

Tabela 3.10: Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [4]

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m^2]
Categoria A	
- Pavimentos	2,0
- *Escadas	3,0
- **Varandas	5,0

De seguida está representado na Tabela 3.11 a categoria em que se insere a cobertura, e chegou-se à conclusão que esta é acessível. Este facto remete para a Tabela 3.10, visto o valor da sobrecarga ser o mesmo.

Tabela 3.11: Categorias de coberturas

Categoria	Utilização específica
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G

No que concerne a garagens e zonas de circulação de veículos os valores a adotar estão representados no Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Zonas de circulação e de estacionamento em edifícios

Categoria	q_k [kN/m^2]
F Peso bruto do veículo ≤ 30 kN	2,5

3.3.3 Ação da Neve

No presente capítulo ir-se-á utilizar a NP EN 1991-1-3 [5] para a quantificação da ação da ação da neve, esta tem como função guiar o projetista de modo a se obter os valores das cargas devidas à ação da neve. Importa salientar que no EC1 [5] muitas das vezes remete o projetista para o Anexo Nacional visto que este se sobrepõe à norma. Estes anexos são específicos a cada país logo estão mais próximos da realidade nacional.

❖ Cálculo da ação da neve segundo EN NP 1991-1-3

No que diz respeito ás considerações de projeto para o cálculo da ação da neve, segundo o EC1 [4], no caso em estudo dever-se-á considerar a situação de projeto como persistente transitória, para locais onde seja improvável a ocorrência de quedas de neve excecionais, este facto justifica-se pela cláusula 3.2 [5].

- Zonamento do território

De modo a determinar os valores das caras devidas á neve, é necessário localizar o terreno no mapa da **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e este fica na zona 1.

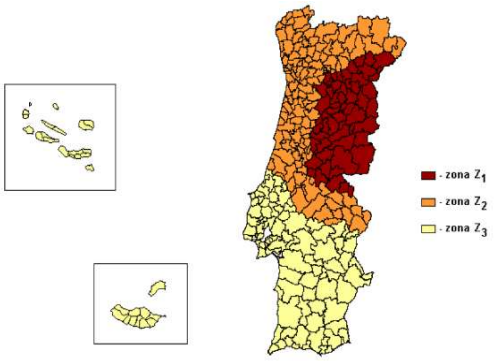


Figura 3.1: Mapa de zonamento do território, carga da neve ao nível do solo [5]

– Carga da neve ao nível do solo segundo EN NP 1991-1-3

Pelo Anexo Nacional o valor característico da carga da neve ao nível do solo (s_k) em kN/m^2, é determinado por:

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500}\right)^2\right] \qquad 3.3$$

Em que,

Cz - coeficiente dependente da zona (igual a 0,33 para a Zona 1, 0,20 para a zona Z2 e 0,10 para a Zona Z3);

H – Altitude do local, em metros;

O terreno onde se situa o edifício está à cota de 500 metros acima do nível do mar, logo a carga da neve ao nível do solo fica:

$$\mathrm{s_k} = 0{,}33\left[1 + \left(\frac{500}{500}\right)^2\right] = 0{,}66\ \mathrm{kN/m^2} \qquad 3.4$$

– Carga da neve em coberturas

A natureza da carga pode ser diferenciada, segundo o EC1 [5] a neve pode-se distribuir-se de diversas formas este fato depende:

- Da foram da cobertura;
- Das suas propriedades térmicas;
- Da rugosidade da superfície;
- Da quantidade de calor gerado sob a cobertura;
- Da proximidade de outros edifícios;
- Do terreno adjacente;
- Das condições meteorológicas locais, em particular o regime de ventos, as variações de temperatura e a frequência de precipitação (sob a forma de chuva ou de neve).

– Disposições de carga segundo EN NP 1991-1-3

(2) As disposições de carga deverão ser determinadas utilizando 5.3; e o Anexo B quando tal for especificado conforme 3.3.

(3) As cargas da neve em coberturas devem ser determinadas da seguinte forma:

– Para as situações de projeto persistentes/transitórias

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \qquad 3.5$$

s - Acão da neve;

μi - Coeficiente de forma para a carga da neve (ver a secção 5.3 e o Anexo B da EN NP 1991-1-3);

C_e - Coeficiente de exposição;

C_t - Coeficiente térmico;

s_k - Valor característico da carga da neve ao nível do solo;

(7) Deverá utilizar-se o coeficiente de exposição de C_e na determinação da carga de neve na cobertura. A escolha de C_e deverá ter em conta as futuras alterações da envolvente do local. C_e deverá ser considerado como 1,0, salvo especificação diferente em função da topografia.

NOTA: O Anexo Nacional poderá fornecer os valores de C_e para diferentes topografias. Os valores recomendados estão indicados no Quadro 5.1 do EC1 [5].

Tabela 3.13: Valores recomendados de Ce para diferentes topografias [5]

Topografia	C_e
Normal b)	1,0

b) Topografia normal: zonas nas quais não há remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.

(8) O Coeficiente térmico C_t deverá ser utilizado para ter em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica (> 1W/m2.K), em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo de calor.

– Para os outros casos:

C_t = 1,0

NOTA 1: com base nas propriedades de isolamento térmico do material e na forma da construção, a utilização de em valor reduzido de C_t poderá ser autorizado no Anexo nacional.

– Coeficientes de forma da cobertura segundo EN NP 1991-1-3

▪ Generalidades

Em 5.3 são indicados coeficientes de forma para as disposições da carga da neve não deslocada e deslocada relativos a todos os tipos de coberturas identificadas nesta Norma, com exceção de cargas da neve associadas a deslocamentos excecionais definidos no Anexo B do EC1 [5], nos casos em que é autorizada a utilização deste anexo.

Após a análise do ponto 5.3 chegou-se à conclusão de que o Anexo B é o mais indicado a utilizar.

(…) segundo o EC1 [5] nos casos em que existam guarda-neves ou outros obstáculos, ou em que o bordo inferior da cobertura tenha uma platibanda, o coeficiente de forma para a carga da neve não deverá ter um valor inferior a 0,8.

Deverá utilizar-se a distribuição de carga da Figura 3.2 para as disposições de carga da neve não deslocada e deslocada.

a. <u>Cálculo de ações em varandas e terraços</u>

Visto o EC1 [5] não indicar o cálculo de μ_1 para varandas e terraços optou-se por efetuar o cálculo baseado em coberturas de uma vertente indicado no ponto 5.3.3 da mesma, visto este ser para coberturas de uma vertente e sem impedimentos da deslocação da neve.

Posto isto, o valor do coeficiente de forma a ser utilizado está indicado na Figura 3.2 à direita e à esquerda está representada a disposição da carga.

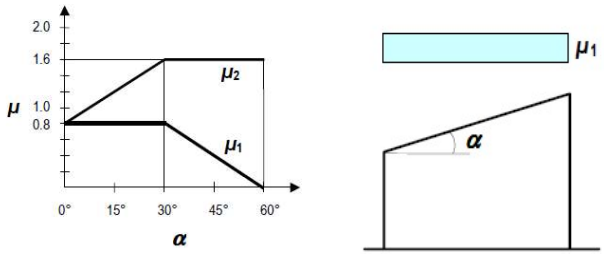


Figura 3.2: Coeficiente de forma para a carga da neve (À direita), cobertura de uma vertente (à esquerda) [5].

Conclui-se então que para uma inclinação de 0º tem-se um valor de μ1 = 0,8.
Logo,

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \qquad 3.6$$

$$s = 0{,}8 * 1 * 1 * 0{,}66 = 0{,}53\ kN/m^2 \qquad 3.7$$

b. <u>Cálculo de ações na cobertura (com obstáculos)</u>

O anexo B.4 refere as coberturas em que o deslocamento da neve ocorre em zonas com saliências, obstáculos e platibandas.

O ponto (4) do mesmo indica que o coeficiente de forma indicado na figura 3.3 é definido pelo menor dos seguintes valores:

Em que ls é considerada o menor dos seguintes valores 5h, b1 ou 15 m.

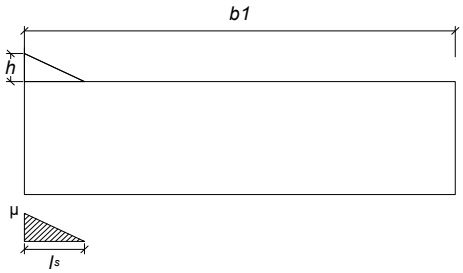


Figura 3.3 Neve atrás de uma platibanda, cobertura plana

$$\mu_1 = \boldsymbol{2h/s_k} \qquad 3.8$$

$$\mu_1 = \boldsymbol{2b/l_s} \qquad 3.9$$

$$\mu_1 = \boldsymbol{8} \qquad 3.10$$

A extensão do deslocamento da neve ls deverá ser considerada como o menor dos valores 5h, b1 ou 15 m.

5h = 6,5 m

b1 = 25,25 m

logo o valor a adotar de ls é 6,5 m.

$$\mu_1 = 2 * 1{,}3/0{,}66 = 3{,}94 \qquad 3.11$$

$$\mu_1 = 2 * 25{,}25/6{,}5 = 7{,}8 \qquad 3.12$$

$$\mu_1 = 8 \qquad 3.13$$

Conclui-se então que o valor a adotar para o coeficiente de forma da cobertura μ_1 é de 3,94, cumprindo assim o requisito referido anteriormente de que o mesmo não poderia ser inferior a 0,8.

- Carga total da acão da neve:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \qquad 3.14$$

$$s = 3{,}94 * 1 * 1 * 0{,}66 = 2{,}6\ kN/m^2 \qquad 3.15$$

❖ Discretização da ação da neve na cobertura

A Figura 3.4 demonstra a geometria da cobertura em planta com a representação do corte em que este servirá de base para a análise e modelação da ação da neve. De seguida é apresentada a Figura 3.5 que representa o corte referido anteriormente e a simplificação feita. Esta simplificação foi feita visto que o programa está limitado no que concerne à introdução de cargas triangulares por metro quadrado. Com isto quer-se dizer que ao invés de se colocar a carga com a geometria triangular, optou-se por fazer uma simplificação e colocar a mesma com geometria retangular. Esta geometria obteve-se através de interpolações lineares a fim de se parecer o mais próximo da realidade.

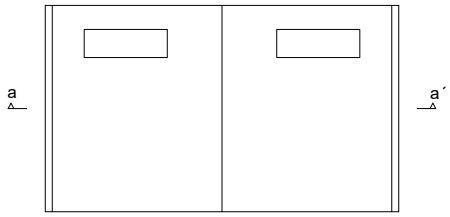


Figura 3.4: Representação do corte para a modelação da ação da neve

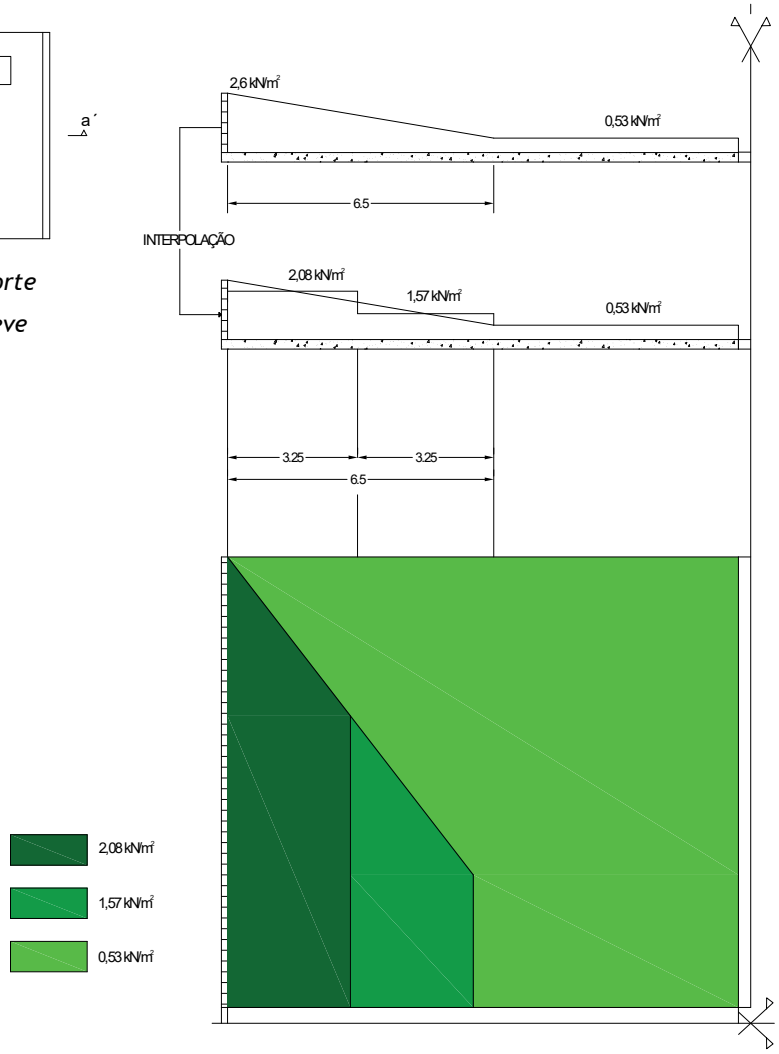


Figura 3.5: Simplificação da modelação da ação da neve na cobertura

3.3.4 Análise Sísmica NP EN 1998

No dimensionamento de um edifício é fulcral ter em conta a análise sísmica, e pode-se a firmar que esta é mais complexa quando comparada com a definição de cargas permanentes e sobrecargas.

É importante referir que a norma tem como objetivo assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que as vidas humanas sejam protegidas, os danos fiquem limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantenham operacionais, cláusula 1.1.1 [10]. De modo a cumprir o objetivo referido anteriormente a cláusula 2.1(1) da mesma forma impõe requisitos para que as estruturas sejam projetadas de acordo com o seu grau de fiabilidade, estes requisitos são o de não ocorrência de colapso e de limitação de danos [10].

– Requisito de não ocorrência de colapso: o projeto de estrutura deve ser projetado de modo a resistir à ação sísmica de cálculo/projeto conservando assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo cláusula 2.1(1);
– Requisito de limitação de danos: a estrutura é dimensionada de modo a resistir à ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a de projeto, a fim de não haver ocorrência de danos e de limitações de utilização. Com objetivo de que os custos de reconstrução não sejam superiores á construção da mesma cláusula 2.1(1).

Segundo o Anexo Nacional [10] opta-se pelo requisito de limitação de danos, e este tem uma probabilidade de excedência, PDLR em 10 anos e um período de retorno, TDLR de 95.

Na análise sísmica em geral são contabilizados vários parâmetros, tais como o zonamento do território, tipo de terreno, tipo de ação sísmica, classe de importância, assim como o coeficiente de importância e tipo de terreno.

Por último, mas não menos importante é importante referir que a ação sísmica pode ser definida por:

- Espectro de resposta;

- Espectros de potência;

- Acelerogramas artificiais, registados ou simulados;

Segundo o anexo nacional da EN NP 1998-1 em Portugal é necessário considerar dois tipos de ação sísmica, isto porque existem dois cenários de geração dos sismos que podem afetar o país.

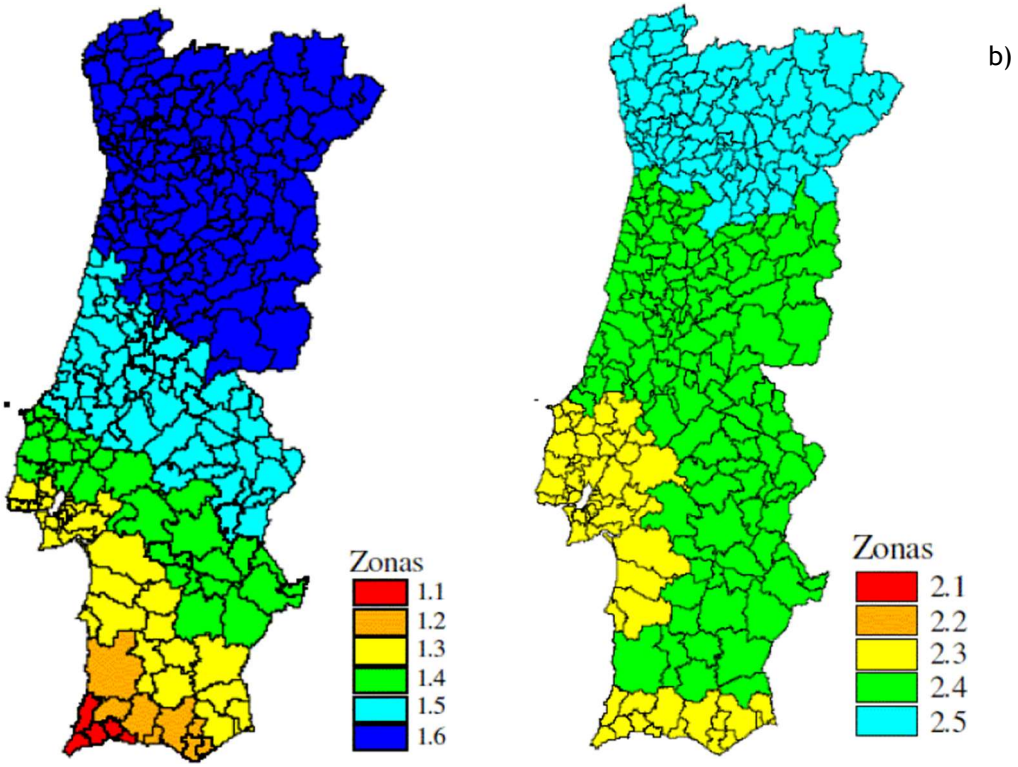
Estes cenários são designados por:

- Ação Sísmica Tipo 1 – Sismo de elevada magnitude com epicentro na região Atlântica (cenário designado de "afastado");
- Ação Sísmica Tipo 2 - Sismo de moderada magnitude com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores (cenário designado de "próximo");

Este tipo de sismicidade é caracterização por sismos de magnitude moderada, menor duração, predominância de frequências elevadas e pequena distância focal.

Conclui-se então que a ação sísmica vai variar consoante a distancia às zonas sismogénicas, e o Anexo Nacional do EC8 [9] diferencia este facto subdividindo a ação sísmica em Tipo 1 e Tipo 2, como foi referido anteriormente.

De seguida é apresentado na Figura 3.6 o zonamento do território, em que são diferenciadas várias zonas de sismicidade que dependem diretamente da aceleração horizontal máxima na rocha a_g. O edifício em estudo situa-se na zona da Covilhã o que corresponde na figura o valor de 1.6 para a Ação Sísmica do Tipo 1 e 2.4 para Ação Sísmica do Tipo 2.



a)

Figura 3.6: Zonamento do território continental português, Anexo Nacional [9], Zonas do tipo I (à esquerda), Zonas do tipo II (à direita) [9]

Como foi referido anteriormente a análise sísmica pode ser definida por espectros de resposta, no entanto o Eurocódigo faz referência a três tipos, que são o espectro de resposta elástica horizontal, vertical e espectro de cálculo para a análise elástica.

No presente documento ir-se-á utilizar o espectro de resposta para a análise elástica isto porque esta análise aproveita mais os materiais. Este facto é explicado pela cláusula 3.2.2.5(1) [9], que diz que o facto de se realizar uma análise no domínio não linear, permite que o cálculo para resistir a forças sísmicas seja inferior às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

Seguidamente é apresentado o espectro de cálculo com um coeficiente de amortecimento de 5%, valor de referencia para estruturas de betão armado, apresentado Figura 3.7. Este coeficiente encontra-se definido em 3.2.2.5(4)P pelas expressões 3.16 a 3.19.

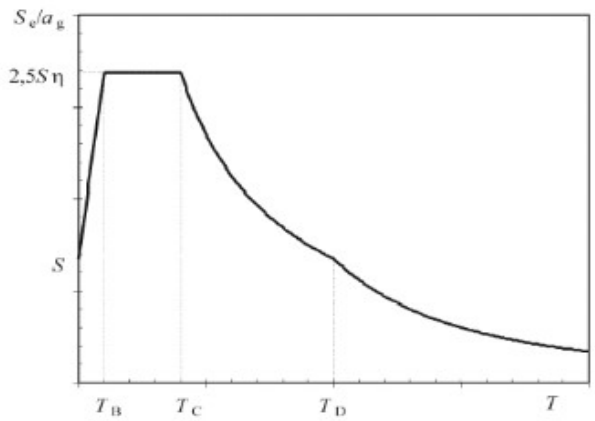


Figura 3.7: Forma do espectro de resposta elástica

$$0 \leq \mathrm{T} \leq T_B : S_d(\mathrm{T}) = a_g.\mathrm{S}.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}.\left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \qquad 3.16$$

$$\mathrm{T_B} \leq \mathrm{T} \leq \mathrm{T_C} : \mathrm{S_d(T)} = \mathrm{a_g.S.}\frac{2{,}5}{\mathrm{q}} \qquad 3.17$$

$$T_B \leq \mathrm{T} \leq T_C : S_d(\mathrm{T}) \begin{cases} = a_g.\mathrm{S}.\dfrac{2{,}5}{q}\left[\dfrac{T}{T_B}\right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \qquad 3.18$$

$$T_D \leq \mathrm{T} : S_d(\mathrm{T}) \begin{cases} = a_g.\mathrm{S}.\dfrac{2{,}5}{q}\left[\dfrac{T_c T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \qquad 3.19$$

Onde,

$S_d(T)$ Espectro de cálculo de acelerações (m/s^2);

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m/s^2) (ag = γ_I. a_{gR};

γ_I Coeficiente de importância;

a_{gr} Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A m/s2;

TB Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

TC Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

TD Valor que define no espectro o inicio do ramo de deslocamento constante (s);

S Coeficiente de solo;

q Coeficiente de comportamento;

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

(recomendado o valor de 0,2 pelo Anexo Nacional [9];

Nesta análise é necessário definir a classe de importância em que o edifício está inserido, a definição é feita de acordo com o tipo de ocupação e na importância para a segurança pública e proteção civil imediatamente após a ocorrência de um sismo, cláusula 4.2.5 (1)P. Segue-se uma tabela com as quatro Classes de Importância Tabela 3.14 definidas pelo Quadro 4.3 EC8 [9], diretamente relacionados estão os Coeficientes de Importância Tabela 3.15 retirados do Anexo Nacional [9], Quadro NA.II.

Tabela 3.14: Classes de importância para os edifícios [9]

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública como por exemplo edifícios agrícolas
II	Edifícios, não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reuniões e instituições culturais
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quarteis de bombeiros e centrais elétricas.

Tabela 3.15: Coeficientes de importância γ [9]

Classe de Importância	Ação Sísmica do Tipo 1	Ação Sísmica do Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Seguidamente faz-se referência aos parâmetros S, TB, TC e TD que estão diretamente dependentes da localização da estrutura e do tipo de solo em que se encontra, no presente documento é um solo do Tipo A. No Quadro 3.1 do EC8 [9] estão enumerados os diferentes tipos de solos abrangidos pelo Eurocódigo.

Segue-se o cálculo do a_g e posteriormente apresenta-se a Tabela 3.16 com o resumo dos diferentes parâmetros que definem o espectro de resposta da análise sísmica.

Cálculo de a_g:

Tipo 1:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1 * 0{,}35 = 0{,}35\ m/s^2 \qquad 3.20$$

Tipo 2:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1 * 1{,}1 = 1{,}1\ m/s^2 \qquad 3.21$$

Cálculo do parâmetro S segundo o Anexo Nacional [10]:

Para $a_g \leq 1\ m/s^2$ $\quad S = S_{máx}$ *3.22*

Para $1\ m/s^2 < a_g < 4\ m/s^2$ $\quad S = S_{máx} - \frac{S_{máx}-1}{3}(a_g - 1)$ *3.23*

Para $a_g \leq 4\ m/s^2$ $\quad S = 1$ *3.24*

Conclui-se que o valor de S para o Tipo 1 é de 1,0 e para o tipo 2 também é de 1,0.

Tabela 3.16: tabela resumo dos valores que definem o espectro de resposta

Ação Sísmica	Zonamento Sísmico	a_{gR} (m.s^{-2})	a_g (m.s^{-2})	$S_{máx}$	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1.6	0, 035	0,35	1,0	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	2.4	1,1	1,1	1,0	1,0	0,1	0,25	2,0

Para finalizar falta ainda definir o coeficiente de comportamento (q), este pela cláusula 1.5.2(1) [9] é utilizado para efeitos de cálculo e reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto.

Posto isto determina-se o coeficiente de comportamento, é importante referir que este é calculado de forma aproximada tendo em conta o Eurocódigo [9]. Primeiramente tem de se definir a classe de ductilidade, DCL, DCM ou DCH, neste documento a classe a utilizar é a DCM, como já foi referido anteriormente no presente capítulo.

Esta classe designada de Classe de Ductilidade Média, também designada de estrutura dissipativa [13], caracterizada pela elevada capacidade de dissipação energia. Portanto o valor do coeficiente será superior a 1,5 e note-se que a estrutura para ter elevada capacidade de dissipação de energia tem de cumprir as exigências mencionadas em [9] na cláusula 5.4.

Segue-se o cálculo do coeficiente de comportamento segundo a cláusula 5.2.2.2:

$$q = q_0 k_w \geq 1{,}5 \qquad 3.25$$

em que,

- q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, depende do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
- K_w é o coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;

A *Tabela 3.17* representa os valores básicos do coeficiente de comportamento q_0, célula a cinza, para sistemas regulares em altura, como é o caso do edifício em estudo.

Tabela 3.17: valor básico do coeficiente de comportamento, q_0, para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3{,}0a_u/a_1$	$4{,}5a_u/a_1$
Sistema de paredes não acopladas	3	$4{,}0a_u/a_1$
Sistema torcionalmente flexível	2	3
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2

Em que,

α_1 - valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_u - valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num numero de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

Os valores do fator a_u $/a_1$ são obtidos através da cláusula 5.2.2.2(5) alínea a) que é para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos. Dentro desta alínea o edifício insere-se no ponto em que se refere a "edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos", obtendo-se assim um valor de 1,3.

O valor de k_w é obtido através da cláusula 5.2.2.2(11) que para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes este toma o valor de 1.

Com os parâmetros todos definidos e calculados, o valor do coeficiente de comportamento é de 3,9, exemplificado nas equações 2.26 e 2.27.

$$q = 3 * 1{,}3 * 1 \geq 1{,}5 \qquad 3.26$$

$$q = 3{,}9 \geq 1{,}5\ ok \qquad 3.27$$

3.3.5. Análise sísmica RSA

➢ Zonamento do território

Neste subcapítulo faz-se a quantificação da ação do sismo segundo [1], este subdivide o país em quatro zonas distintas, A, B, C, D e pelo anexo III [1] o edifício encontra-se na zona C.

➢ Quantificação da ação do sismo

De modo a quantificar a ação do sismo é necessário definir certos parâmetros que são, natureza do terreno, coeficiente de sismicidade, α, coeficiente de comportamento e tipo de ação sísmica com respetivos espectros de resposta.

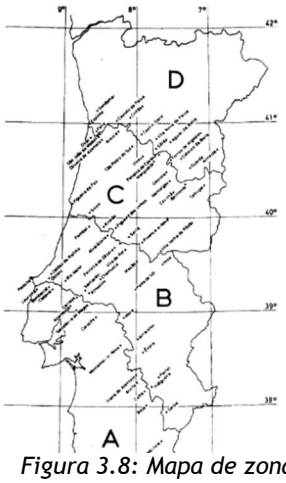


Figura 3.8: Mapa de zonas sísmicas do território continental [1]

▪Natureza do terreno:

O terreno onde se situa o edifício em estudo é do tipo II, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média [1].

▪Coeficiente de sismicidade:

Tabela 3.18: Valores do coeficiente de sismicidade

Zona sísmica	α
A	1
B	0,7
C	0,5
D	0,3

▪ Coeficiente de amortecimento:

O coeficiente de comportamento para estruturas correntes de betão armado é de 5%.

▪ Coeficiente de comportamento:

Este parâmetro está definido em [13], cláusula 33, que para estruturas em pórtico com ductilidade normal toma o valor de 2,5.

3.3.6 Combinação de Ações

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental (cláusula 6.4.3.2 [3])

$$E_d = \Sigma_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad 3.28$$

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica (cláusula 6.4.3.4 [3])

$$E_d = G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad 3.29$$

Estados Limites de Serviço – Combinação Quase Permanente (cláusula 6.5.3 [3])

$$E_d = G_{k,j} + \Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad 3.30$$

Em que,

γ_G – Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes, G;

γ_Q - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$);

γ_I – Coeficiente de importância;

A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

- Coeficientes parciais definidos com base na tabela A1.2(B)[3]:

Tabela 3.19: Coeficientes parciais [3]

γ_G	1,35
γ_Q	1,5

Capítulo 4 - Estruturas de Betão Armado NP EN 1992-1-1

4.1 Introdução

Este subcapítulo destina-se ao pré-dimensionamento dos elementos de betão armado segundo a NP EN 1992-1-1. O pré dimensionamento dos elementos estruturais é essencial para que o projetista tenha uma ideia geral, das dimensões das secções, que resistam ás condições exigidas. Em seguida a este cálculo procede-se aos ajustes da estrutura inicial obtendo assim a estrutura final, podendo assim seguir para o próximo passo, o dimensionamento, isto porque já são conhecidas as cargas reais da estrutura.

4.2 Pré-dimensionamento

4.2.1 Lajes

O pré-dimensionamento da laje é realizado segundo [6], em que a espessura da laje é calculada tendo em conta as recomendações para a verificação da deformação cláusula7.4.1.

Para tal é necessário realizar um estudo do vão máximo para obter a espessura da laje, tendo em conta que a laje não pode sofre deformações excessivas.

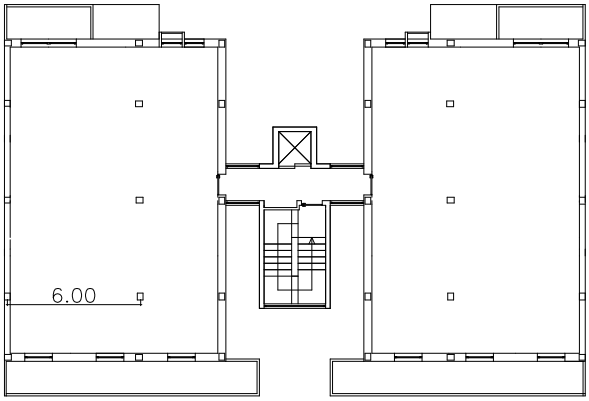


Figura 4.1:. Vão condicionante para o pré-dimensionamento da laje

<u>Laje fungiforme maciça</u>:

$$h = \frac{l_{máx}}{25} \; a \; \frac{l_{máx}}{30} \qquad 4.1$$

$$h = \frac{6}{25} \; a \; \frac{6}{30} \qquad 4.2$$

$$h = 0{,}24\, m \quad a\; h = 0{,}2\;\; m \qquad 4.3$$

h – espessura da laje;

$l_{máx}$ – máximo vão entre os pilares.

4.2.2 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas há que ter em conta as plantas arquitetónicas, a fim de se obter a altura e espessura, visto que para a altura tem de ser ter em conta as aberturas e para a espessura ter em conta a largura das paredes.

A expressão para o pré-dimensionamento é o seguinte:

$$h = \frac{l}{10 \; a \; 12} \qquad 4.4$$

$$h = \frac{6}{10 \; a \; 12} \qquad 4.5$$

$$h = 0{,}6 \; m \; a \; 0{,}5 \; m \qquad 4.6$$

h – altura da viga

l – vão entre pilares

4.2.3 Pilares

O esforço axial é o esforço predominante para o pré-dimensionamento dos pilares, embora a presença de momentos fletores leve a um aumento da secção transversal.

A expressão de verificação para a verificação de peças sujeitas a compressão simples é a seguinte:

- Ações verticais:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0{,}6 f_{cd}} \; a \; \frac{N_{sd}}{0{,}8 f_{cd}} \qquad 4.7$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0{,}6 * 20 * 10\text{^}3} \; a \; \frac{N_{sd}}{0{,}8 * 20 * 10\text{^}3} \qquad 4.8$$

Ac – área da secção do pilar;

N_{sd} – valor de cálculo do esforço normal atuante;

f_{cd} – valor de cálculo da tenção de rotura do betão à compressão.

4.2.4 Sapatas

No pré-dimensionamento das sapatas tem de se averiguar se o solo tem capacidade resistente suficiente, a fim de resistir às tensões que lhe são transmitidas.

Para sapatas isoladas e sendo conhecido o esforço axial na base, determina-se a área mínima de sapata:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}} \qquad 4.9$$

A_{min} – área mínima de sapata;

N_{pilar} – esforço axial na base do pilar;

σ_{adm} – tensão admissível do solo.

4.3 Dimensionamento NP EN 1992-1-1

4.3.1 Lajes

- Resistência á flexão – ELU

  Armadura mínima (9.2.1.1(1))

$$A_{s,min} = 0{,}26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0{,}0013 * b_t * d \qquad 4.10$$

Em que,

f_{ctm} – valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t – largura da secção de betão tracionado (b_t=1)

d – altura útil da secção transversal da laje:

$$d = h - rec - \phi \qquad 4.11$$

Em que,

h – altura da laje;

rec – recobrimento da laje

ø /2 – metade da altura do varão (ø=12 mm).

Armadura máxima (9.2.1.1(3))

$$A_{s,máx} = 0{,}4 * A_c \qquad 4.12$$

Em que,

A_c – área total da secção de betão ($h*b_t$).

Armadura longitudinal

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b * d^2 * f_{cd}} \qquad 4.13$$

Em que,

μ - momento fletor reduzido;

M_{Sd} – valor do momento fletor atuante;

b – largura da secção transversal da laje (b=1);

d – altura útil da secção transversal da laje;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

$$w = \mu(1 + \mu) \qquad 4.14$$

Em que,

ω – percentagem mecânica de armadura.

$$w = \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * b * d} \Leftrightarrow A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}} \qquad 4.15$$

Em que,

A_s – área de armadura longitudinal;

f_{yd} – valor de cálculo da tenção de cedência do aço.

➢ Esforço transverso – ELU

A condição de verificação ao esforço transverso é a seguinte:

$$V_{Sd,máx} \leq V_{Rd,c} \qquad 4.16$$

- Esforço transverso resistente (6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 * \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \qquad 4.17$$

com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (\upsilon_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \qquad 4.18$$

Em que,

f_{ck} em MPa;

k $=1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ com d em mm;

$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$ Asl (área de armadura de tração na secção onde se verificou o valor de esforço transverso máximo);

A_{sl} – área da armadura de tração prolongada de um comprimento ≥ (l_{bd}+d) para além da secção considerada;

b_w – menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2 f_{cd}\ [MPa]$

N_{Ed} – esforço normal na secção devido ás ações aplicadas ou ao pré-esforço [em N] (N_{Ed} > 0 para compressão). Em N_{Ed}, a influencia das deformações impostas poderá ser ignorada;

A_c – área da secção transversal de betão [mm^2];

$V_{Rd,c}$ em [N]

➢ Estado limite de deformação – ELS (7.4)

Como já foi referido em 3.1.1 o estado limite de deformação está verificado para todas as lajes.

➢ Estado limite de fendilhação – ELS (7.3)

De modo a haver um controlo da fendilhação há que ter em conta:

- Diâmetro máximo de varões

- Espaçamento máximo entre varões

- Regras de pormenorizações

➢ Armadura mínima de fendilhação (7.3.2(2))

$$A_{s,min} = \frac{k * k_c * f_{ct,eff} * A_{ct}}{f_{yk}} \qquad 4.19$$

Em que,

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação:

= 1,0 para almas com h ≤ 300 mm;

=0,65 para almas com h ≥ 800 mm;

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário:

- tração simples k_c = 1,0;

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tração;

A_{ct} – área de betão tracionado antes da deformação da primeira fenda.

➢ Exemplo de cálculo – Piso zero

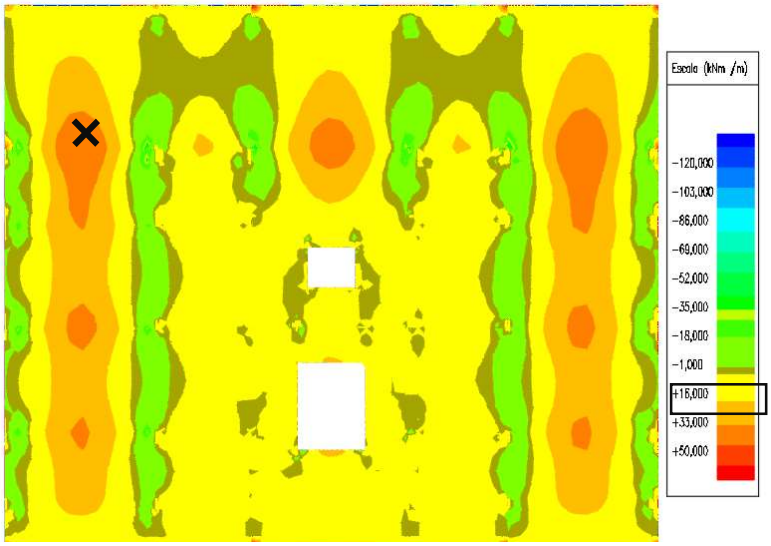


Figura 4.2: Diagramas de momentos fletores - Direção longitudinal (horizontal)

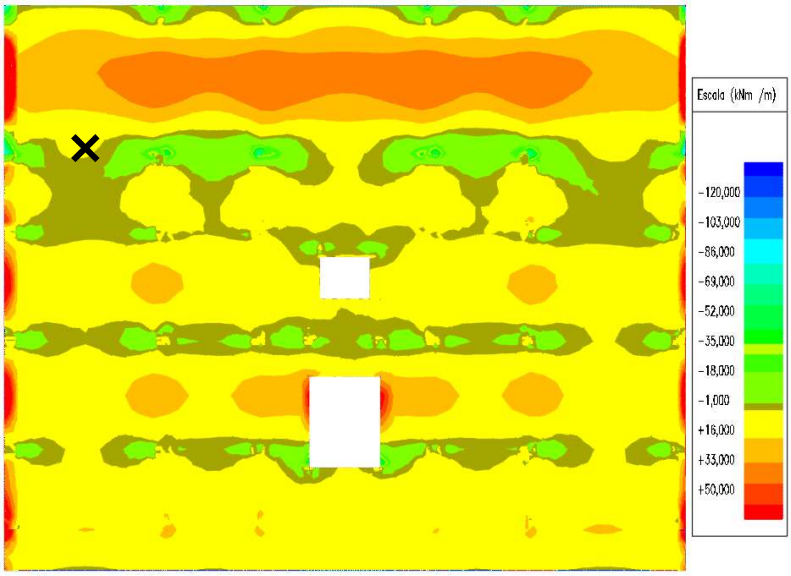


Figura 4.3: Diagramas de momentos fletores - Direção transversal (vertical)

- Armadura mínima (9.2.1.1(1))

$$A_{s,min} = 0{,}26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0{,}0013 * b_t * d \qquad 4.20$$

$$A_{s,min} = 0{,}26 * \frac{2{,}9}{500} * 1 * 0{,}15 \geq 0{,}0013 * 1 * 0{,}15 \qquad 4.21$$

$$A_{s,min} = \ 4{,}7 \geq 4{,}1\ cm^2/m \qquad 4.22$$

com,

$$d = 0{,}18 - 0{,}025 - \frac{0{,}012}{2} = 0{,}15\ m \qquad 4.23$$

- Armadura máxima (9.2.1.1(3))

$$A_{s,máx} = 0{,}4 * 0{,}18 * 2{,}09 = 1504{,}8\ cm^2/\text{m} \qquad 4.24$$

- Armadura longitudinal

$$\mu = \frac{50}{2{,}09 * 0{,}15^2 * 20 * 10\text{^}3} = 0{,}053 \qquad 4.25$$

$$w = \mu(1 + \mu) = 0{,}056 \qquad 4.26$$

$$w = \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * b * d} \Leftrightarrow A_s = \frac{0{,}056 * 20 * 10^3 * 2{,}09 * 0{,}15}{435 * 10^3} = 8{,}1\ cm^2 \qquad 4.27$$

Conclusão: Armadura a adotar: Ø12//12,5 com 9,05 cm^2/m

Tabela 4.1: Armaduras de laje

Espessura da Laje [cm]	Armadura de Cálculo [cm²/m]	Armadura - Programa [cm²/m]
18	Ø12//12,5	Ø12//25
		4,52
	9,05	Ø12//50
		2,26
Total	9,05	6,78

4.3.2 Vigas

Esforço transverso resistente (6.2.2(1))

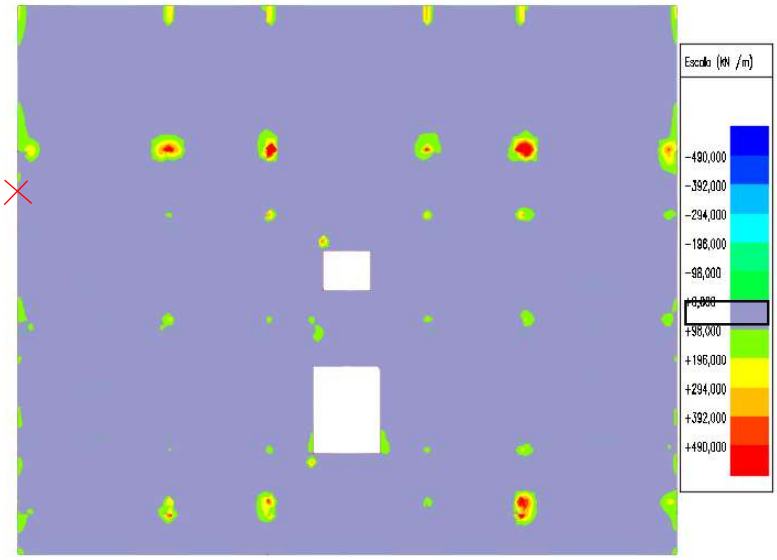


Figura 4.4: Diagramas de esforço transverso

$$V_{Rd,c} = 1{,}2 * 2(100 * 0{,}006 * 30)^{\frac{1}{3}} * 1{,}46 * 0{,}15 \qquad 4.28$$

$$V_{Rd,c} = 137{,}7\ kN \geq V_{Rd,c} = (0{,}55 + 0)1 * 0{,}15 = 0{,}075 * 1000 = 120{,}45kN \text{ - ok} \qquad 4.29$$

k =1 + $\sqrt{\frac{200}{180}} = 2{,}15 \geq 2{,}0$, logo assume-se 2,15;

ρ =$\frac{9{,}05*10^{\wedge}-4}{1*0{,}15} = 0{,}006 \leq 0{,}02$ OK;

$v_{min} = 0{,}035 * 2{,}15^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}5$

σ_{cp} = 0.

A condição de verificação ao esforço transverso é a seguinte:

$$V_{Sd,máx} \leq V_{Rd,c} \qquad 4.30$$

$$85\ kN \leq 137{,}7\ kN \qquad 4.31$$

- Armadura mínima de fendilhação (7.3.2(2))

$$A_{s,min} = \frac{1*0{,}4*2{,}9*\frac{0{,}18}{2}*1}{500} = 2{,}1\ cm^2/m \text{ OK} \qquad 4.32$$

- Armadura de esforço transverso

$$V_{Rd,s} = \frac{Asw}{s} * z * fywd * cotg\theta \qquad 4.33$$

$$\frac{Asw}{s} = \frac{85}{0{,}243 * 435000 * 1{,}13} = 7{,}11\ cm2 \qquad 4.34$$

$$Asw = 7{,}11\ cm2/m \qquad 4.35$$

Capítulo 5 – Estruturas Metálicas NP EN 1993

5.1 Introdução

Este subcapítulo tem por objetivo o dimensionamento de perfis metálicos e ligações entre os mesmos. A estrutura metálica a analisar no projeto são escadas e caixa de elevadores, estas têm inicio no piso zero a terminam no terceiro piso. As secções transversais que os constituem são:

- Vigas – IPE 240, IPE 360, IPE 330, UPN 180;
- Pilares – HE 280A;

E importante referir que, dada a complexidade global dos elementos a analisar, optou-se por realizar uma seleção cuidadosa, com base nos esforços obtidos pelo programa, dos elementos a analisar.

5.2 Pré-dimensionamento - Elementos Metálicos – NP EN 1993-1-1

Após uma examinação da estrutura e dos esforços atuantes, dados pelo programa, fez-se uma seleção dos perfis a verificar e das ligações a dimensionar. Os perfis e ligações a analisar situam-se á cota 240 m, e são IPE 240, IPE 360 e HE280A.

Segue-se a Figura 5.2 onde está indicado a localização do nó 211 na estrutura metálica e na Figura 5.1 o pormenor do nó 211 com os respetivos perfis.

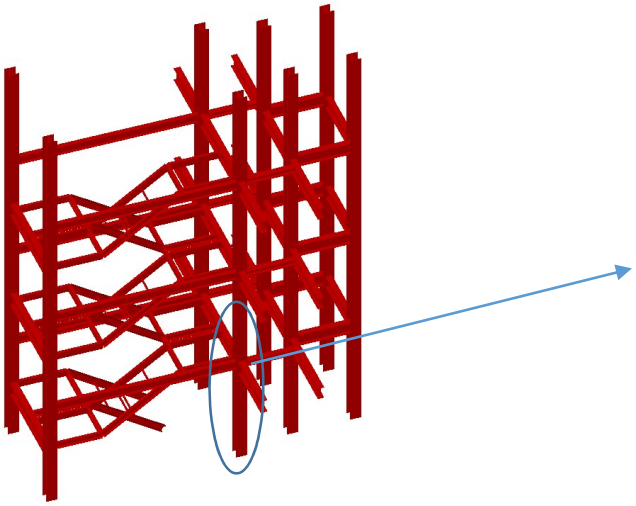


Figura 5.2: Estrutura metálica, com a representação do no da ligação a executar a s ligações

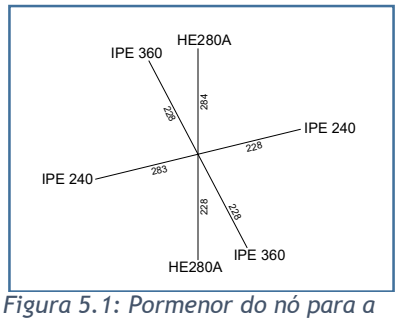


Figura 5.1: Pormenor do nó para a realização das ligações

5.2.1 Escolha do tipo de análise

No presente trabalho é realizado uma análise em Estados Limites Últimos com base no EC0 [3], existem vários fatores a ter em conta de modo a fazer-se uma análise completa, que são:

- Resistência das secções transversais de qualquer classe;
- Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;
- Resistência á rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
- Resistência das ligações.

Posto isto é importante referir que foi feita uma análise global plástica, pois segundo o EC3 [7] os esforços numa estrutura hiperestática podem ser determinados através de uma análise global elástica ou plástica. Na avaliação do edifício em estudo foi efetuada a análise plástica, visto esta ter maior aproveitamento dos materiais. Isto porque pressupõe a plastificação de algumas secções da estrutura, o que permite a formação de rótulas plásticas (plastificação por flexão), e redistribuição de esforços para zonas menos esforçadas.

Esta análise pode ser ainda de primeira ordem ou de segunda ordem, a que se irá utilizar será a de primeira ordem. Nesta os esforços internos e os deslocamentos são obtidos a partir da geometria inicial indeformada da estrutura [11].

– Seguidamente são apresentados parâmetros base para a análise dos perfis metálicos:

Coeficientes de segurança a adotar em situações de projeto segundo o EC3 [7]:

- $\gamma_{M0} = 1$
- $\gamma_{M1} = 1$
- $\gamma_{M2} = 1{,}25$

De seguida na Tabela 5.1 são apresentados os valores limite dos deslocamentos verticais para o estado limite de utilização recomendados segundo o EC3 [7].

Tabela 5.1: Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

Condições	Limites	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
	L/400	L/500

Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)		
Quando δ_{max} afetar o aspeto do edifício	L/250	-
Nota: no caso geral, L representa o vão da liga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.		

δ_0 Contra flecha, posição inicial da viga sem carregamento

δ_1 Flecha da viga, deformação da viga devida a cargas permanentes, logo após o carregamento

δ_2 Flecha da viga devido a ações variáveis

δ_{max} Flecha máxima em relação ao eixo reto entre apoios, $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

δ_{tot} Flecha resultante do somatório de flecha máxima e contra flecha, $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0$

Segundo o EC3 [7] no caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as combinações características são os representados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: tabela de deslocamentos horizontais no topo das colunas

Condição	δ
Pórticos sem aparelhos de elevação	h/150
Outros edifícios de um só piso	h/300
Em edifícios de vários pisos:	
Em cada piso:	h/300
Na estrutura globalmente	h_0/500

Como já foi referido anteriormente a análise do edifício será de primeira ordem, seguem-se duas equações que justificam a dispensa de uma análise de segunda ordem, se cumprirem os requisitos, que são:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{(em análise elástica)} \qquad 5.1$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{(em análise plástica)} \qquad 5.2$$

5.2.2 Classificação das secções

As secções transversais dos elementos estruturais são classificadas de acordo com as exigências que o cálculo plástico impõe, que é analisar de que forma a resistência e a capacidade de rotação das secções são limitadas por fenómenos de encurvadura local. Como fá foi referido anteriormente numa análise plástica global as barras têm de permitir a formação de rótulas plásticas, e ter a capacidade de se deformarem o necessário para que haja a redistribuição de esforços exigida por este tipo de cálculo REBAP [12].

A diferenciação de classes segundo o EC3 [7] de uma secção transversal faz-se classificando os seus elementos comprimidos, Tabela 5.2 [7] e a partir dos diagramas de tensões atuantes.

A classificação tem por base:

- Na relação entre as dimensões de cada um dos elementos comprimidos, alma e benzo;
- Nos esforços atuantes, esforço axial e momento fletor;
- Na classe do aço (tensão de cedência).

Note-se que a classe escolhida para um perfil é sempre a maior ou seja a mais desfavorável, dos seus componentes comprimidos que a constituem.

5.2.3 Resistência das secções transversais

➢ Tração

O valor de cálculo do esforço de tração atuante N_{Ed} em cada secção deverá ser determinado do seguinte modo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

$N_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme

Para secções de classe 1,2 ou 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Para secções de classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Em que,

A – área bruta da secções de perfis

A_{eff} – área efetiva de uma secção transversal

f_y – tensão de cedência do aço

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

➢ Flexão

O valor de cálculo do momento fletor atuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

Mc,Rd – valor de cálculo da resistência aos esforços de flexão (tendo em conta os furos da ligação)

O valor de cálculo da resistência varia consoante os diferentes tipos de classe, que são:

Secções de classe 1 ou 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Secções de classe 3:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Secções de classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Em que,

$W_{eff,min}$ – módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva

$W_{el,min}$ – modulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal

W_{pl} – módulo de flexão plástico de uma secção transversal

$M_{el,Rd}$ – valor de cálculo do momento resistente elástico da secção

$M_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do momento resistente plástico da secção

f_y – tensão de cedência do aço

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

– Flexão desviada (6.2.9.1(6))

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1 \qquad 2.26$$

Em que,

α e β - Constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

- Secções em I ou H:

$\alpha = 2$; β=5n mas $\beta \geq 1$

- Secções circulares tubulares:

$\alpha = 2$; β= 2 e

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1.7}) \qquad 2.26$$

- $\alpha = \beta$ =1,66/1-1,13 n^2 mas $\alpha = \beta \leq 6$

Em que,

$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

➢ Esforço transverso

O valor de cálculo do esforço transverso atuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

$V_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transverso resistente

No caso de um cálculo plástico, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico, $V_{pl,Rd}$ definido por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{M0}} \leq 1 \qquad 2.26$$

Em que,

$V_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente

A_v – área resistente ao esforço transverso

f_y – tensão de cedência do aço

➢ Encurvadura por esforço transverso

A encurvadura por esforço transverso é um fenómeno de instabilidade associado a vigas de alma esbelta. Segundo a cláusula 6.2.6 [10] a verificação da resistência de uma viga ao esforço transverso de incluir a verificação á encurvadura da alma pela EN NP 1993-1-1 secção 5.

Verificação á encurvadura da alma:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72\frac{\varepsilon}{\eta} \qquad 2.26$$

Em que,

h_w – altura da alma

t_w – espessura da alma

η – parâmetro considerado igual a 1 de modo conservativo (pode ser calculado na EN NP 1993-1-5 secção 5.

➢ Interação flexão com esforço transverso

Quando existe esforço transverso, este deve ser tido em conta no cálculo do momento fletor resistente.

$$V_{Ed} \leq 0{,}5\, V_{pl,Rd} \qquad 2.26$$

Se esta condição se verificar, a influência do esforço transverso sobre o momento fletor resistente pode ser desprezada. Porém se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transverso este pode já não ser desprezado.

➢ Flexão composta (6.2.9.1)

Para secções de classe 1 ou 2 o esforço normal deve ser tido em conta para o cálculo do momento fletor resistente plástico, esta verificação é dada por:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \qquad 2.26$$

Em que,

$M_{N,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed}

Para o caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I ou H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do memento fletor resistente plástico, quando os critérios apresentados de seguida se verificarem.

Em relação ao eixo y-y,

$$N_{Ed} \leq 0{,}25\, N_{pl,Rd} \qquad 2.26$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0{,}5\, h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

Em relação ao eixo z-z

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \qquad 2.26$$

➢ Resistência à encurvadura (6.3.1.1)

O esforço de compressão de cálculo, N_{Ed}, deverá ser verificado em relação à encurvadura através da seguinte fórmula:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço axial de compressão

$N_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Note-se que para de terminar o parâmetro $N_{b,Rd}$, é necessário calcular previamente o valor da carga critica (carga critica de Euler). Esta representa o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2} \qquad 2.26$$

Em que,

E - módulo de elasticidade do aço

I - momento de inércia

L_e - comprimento de encurvadura

De seguida calcula-se o parâmetro das imperfeiçoes geométricas equivalente de uma estrutura $\emptyset$, que é definido por:

$$\emptyset = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad 2.26$$

Por fim calcula-se o fator de redução para o modo de encurvadura relevante (flexão), que é definido por:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \; mas \; \chi \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ para secções transversais das classes 1,2 e 3

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$ para secções transversais da classe 4

A área da secção

f_y tenção de cedência do aço

α fator de imperfeição

Tabela 5.3: fatores de imperfeiçoes para as curvas de encurvadura

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

N_{cr} valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

Posto isto calcula-se o valor de $N_{b,Rd}$ que é dado pelas seguintes expressões:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para as secções transversais das Classe 4} \qquad 2.26$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para as secções transversais das Classes 1,2 e 3} \qquad 2.26$$

É importante referir que segundo cláusula 6.3.1.2(4) do EC3 [7] em casos que a esbelteza $\bar{\lambda} \leq 0{,}2$ ou para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0{,}04$, os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de segurança das secções transversais.

➢ Elementos uniformes à flexão (6.3.2)

Elemento que não estão restringidos lateralmente e solicitados à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através da fórmula:

Em que,

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

M_{Ed} – valor de cálculo do mento fletor atuante

$M_{b,Rd}$ – valor de cálculo do momento resistente à encurvadura

Para a determinação do valor de $M_{b,Rd}$ é necessário calcular previamente os seguintes parâmetros:

Momento critico elástico - M_{cr} , sem contraventamento intermédio

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2} \left\{ \begin{array}{c} \left[\left(\frac{K_z}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j \right)^2 \right]^{0,5} \\ -\left(C_2 z_g - C_3 z_j \right) \end{array} \right\} \qquad 2.26$$

Em que,

C1, C2 e C3 coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos e das condições de apoio

kz e kw fatores de comprimento efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades.

Coeficiente de esbelteza adimensional relativo a encurvadura lateral - $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[{M_y f_y}/{M_{cr}} \right]^{0,5} \qquad 2.26$$

Fator de imperfeição dependente da curva de encurvadura – α_{LT}

Segundo [12] as curvas de encurvadura a adotar, dependentes da geometria da secção transversal do elemento, são indicadas na Tabela 5.4 (quadro 3.10 [11])-

Tabela 5.4: Curvas de encurvadura para a encurvadura lateral (Método geral)

Secção	Limites	Curva de encurvadura
Secções I ou H laminadas	h/b ≤ 2	a
	h/b > 2	b
Secções I ou H soldadas	h/b ≤ 2	c
	h/b > 2	d
Outras secções	---	d

Note-se que os valores de α_{LT} são iguais aos valores de α definidos em 4.2.1 (elementos à compressão).

Parâmetro - ϕ_{LT}

Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral - χ_{LT}

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0{,}2) + \overline{\lambda_{LT}^2}\right] \qquad 2.26$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}^2})^{0,5}}\ , mas\ \chi_{LT}\ \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Assim sendo o valor de cálculo do momento resistente à encurvadura (Mb,Rd) é dado por:

Em que,

W_y Módulo de flexão adequado considerado do seguinte modo:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_y f_y / \gamma_{M1} \qquad 2.26$$

$W_y = W_{pl,y}$ – Secções transversais das Classes 1 ou 2

$W_y = W_{el,y}$ – Secções transversais da Classe 3

$W_y = W_{eff,y}$ – Secções transversais da Classe 4

É importante referir que a verificação da encurvadura lateral no dimensionamento de um elemento submetido à flexão pode ser dispensada se for verificada pelo menos uma das seguintes condições:

$$\overline{\lambda_{LT}} \leq 0{,}2 \; ou \; M_{Ed}/M_{cr} \leq 0{,}04$$

5.2.4 Resultados da análise

Neste subcapítulo são apresentados os resultados das verificações referidas anteriormente, é importante referir que as mesmas incidiram nos perfis que constituem as ligações calculadas no capítulo seguinte. Os Perfis a verificar são, IPE 240 (viga), IPE 360 (viga) e HEA 200 (pilar), todos os resultados estão presentes em anexo.

5.3 Ligações NP EN1993-1-8

5.3.1 Generalidades

As ligações a utilizar neste projeto são soldadas ou aparafusadas e é importante referir se as mesmas são articuladas, rígidas ou semirrígidas. Na estrutura considerada para o cálculo todas as ligações são rígidas, exceto quando os perfis metálicos estão em contacto com o betão, nesse caso são articuladas. Segue-se uma breve descrição dos tipos de ligações referidos anteriormente:

▪ Articuladas: A ligação tem capacidade de absorver as rotações resultantes dos esforços de cálculo, não transmitindo os momentos que poderiam afetar negativamente os elementos da estrutura, (no modelo de cálculo as barras são modeladas como articuladas);
▪ Rígidas: Sem capacidade de transmissão de momentos, tendo uma rigidez de torção suficiente para que se possa considerar a estrutura como contínua, (no modelo de cálculo as barras são modeladas como continuas);
▪ Semi-rigidas: Não cumpre as nenhuma das regras anteriores, (no modelo de cálculo a ligação deve ser modelada com uma mola com uma determinada rigidez).

5.3.2 Ligações aparafusadas

–Seguem-se algumas características gerais dos parafusos:

O quadro seguinte representa as classes de parafusos, a tensão de cedência f_{yb} e a tensão de rotura f_{ub}, que são abrangidas pela norma, para as classes de parafusos 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 e 10.9. Os valores nominais da tensão de cedência, f_{ub}, e da tensão de rotura à tração, f_{ub}, para parafusos são apresentados na Tabela 4.5. neste trabalho optou-se por utilizar parafusos da classe 8.8.

Tabela 5.5: Características mecânicas dos parafusos

Classe do parafuso	**4.6**	**4.8**	**5.6**	**5.8**	**6.8**	**8.8**	**10.9**
f_{yb} (N/mm^2)	240	320	300	400	480	640	900

f_{ub} (N/mm^2)	400	400	500	500	600	800	1000

A geometria dos parafusos, ver

Tabela 5.5, a utilizar tem de respeitar a EN ISSO 4014:2000. É importante referir que, a zona mais fraca de em parafuso é a parte roscada e a resistência é normalmente avaliada utilizando a "secção resistente á tração" ou "secção resistente", que é definida pela média entre o diâmetro do núcleo da espiga-d_n e o diâmetro médio-d_m [8]:

$$d_{res} = \frac{d_n + d_m}{2} \qquad 2.26$$

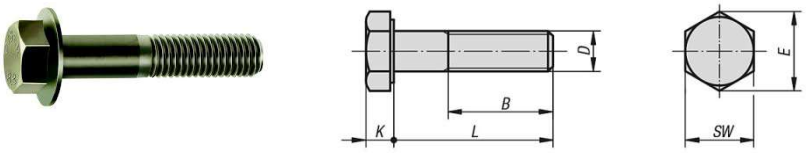


Figura 5.3: Parafuso de cabeça hexagonal

- Espaçamentos dos parafusos

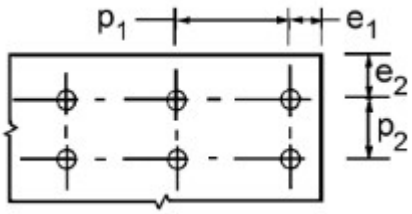


Figura 5.4: Espaçamentos entre parafusos [8]

Tabela 5.6: Espaçamentos entre parafusos [8]

Espaçamento	**Mínimo**	**Máximo**
e_1	$1{,}2d_0$	4t+40 mm
e_2	$1{,}2d_0$	4t+40 mm
p_1	$2{,}2d_0$	min [14t;200mm]
p_2	$2{,}4d_0$	min [14t;200mm]

Em que,

e_1 – distância do parafuso ao bordo da chapa na direção do esforço

e_2 - distância do parafuso ao bordo da chapa na direção perpendicular ao esforço

p_1 – afastamento dos parafusos na direção do esforço

p_2 - afastamento dos parafusos na direção perpendicular do esforço

d_0 – diâmetro do furo para o parafuso

t – espessura mínima dos elementos a unir

Note-se que não existem valores máximos tanto para as distâncias entre eixos dos furos como para as distâncias à extremidade e ao bordo lateral, exceto nos seguintes casos [8]:

- Elementos comprimidos a fim de evitar a encurvadura local e impedir a corrosão dos elementos expostos;

- Elementos tracionados expostos a fim de impedir a corrosão;

- Esmagamento das chapas pelos parafusos;

➢ Resistência ao corte - Parafusos (3.6.1 parte 1-8)

Valor de cálculo da resistência ao corte por plano de corte - $F_{v,Rd}$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \qquad 2.26$$

Em que,

A - área do parafuso no plano de corte (quando o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso A = A_s e A = A_{nom} se o plano de corte não atravessa a zona não roscada do parafuso).

f_{ub} – tensão de rotura do parafuso

γ_{M2} – coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura

α_v – depende das classes dos parafusos:

Classes 4.6, 5.6 e 8.8 - α_v= 0,6

Classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9 - α_v= 0,5

Quando o plano de corte atravessa a parte não roscada do parafuso (A é a área da secção transversal bruta do parafuso) - α_v=0,6

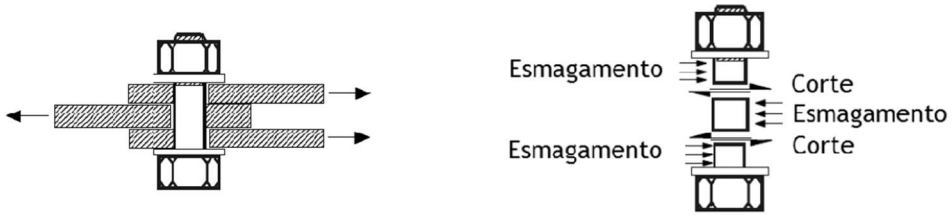


Figura 5.5: Planos de corte dos parafusos e esmagamento da chapa [11]

➢ Resistência ao esmagamento

A resistência ao esmagamento é dada por - $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}} \qquad 2.26$$

Em que,

α_b – menor dos valores α_d, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ e 1,0

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$

Parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

Perpendicularmente à direção de transmissão dos esforços:

Para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos seguintes valores

$2{,}8\frac{e_2}{d_0} - 1{,}7$; $1{,}4\frac{p_2}{d_0} - 1{,}7$ e 2,5

Para parafusos interiores: k_1 é o menor dos seguintes valores

$1{,}4\frac{p_2}{d_0} - 1{,}7$ e 2,5

e_1 – distância do parafuso ao bordo da chapa na direção do esforço

d – diâmetro nominal do parafuso

d_0 – diâmetro do furo para o parafuso

f_u – tensão de rotura do aço

f_{ub} – tensão de rotura do parafuso

γ_{M2} – coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura

p_1 – afastamento dos parafusos na direção do esforço

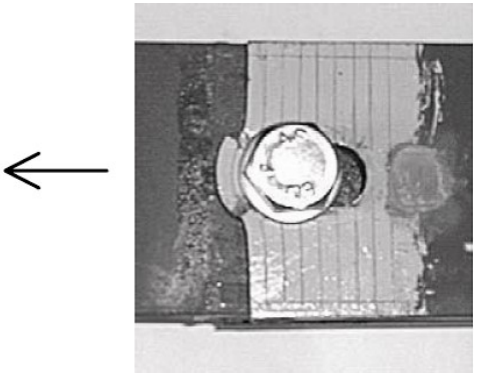


Figura 5.6: Esmagamento do furo pelo parafuso [12]

➢ Resistência à tração

O valor da resistência à tração do parafuso é dado por - $F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \qquad 2.26$$

Em que,

k_2 – tem o valor de 0,63 para parafusos com cabeça de embeber, nos outros casos k2 =0,9

f_{ub} – tensão de rotura do parafuso

A_s – área do núcleo do parafuso

γ_{M2} – coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura

seguidamente é apresentado um esquema com as cargas de tração e punçoamento nos parafusos:

Figura 5.7: Tração e punçoamento em parafusos solicitados à tração [12]

➢ Resistência ao punçoamento

O valor da resistência ao punçoamento do parafuso é dado por - $B_{p,Rd}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0{,}6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \qquad 2.26$$

Em que,

d_m – diâmetro médio da cabeça do parafuso

t_p – menor espessura das chapas atravessadas

f_u – tensão de rotura da chapa

γ_{M2} – coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura

Seguidamente é apresentado um esquema com as cargas de tração e punçoamento nos parafusos:

Figura 5.8: Tração e punçoamento em parafusos solicitados à tração [12]

➢ Interação de esforços Corte – Tração

A verificação da resistência à combinação de esforços de corte com tração é dada por:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1{,}4F_{t,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad 2.26$$

Em que,

$F_{v,Ed}$ – valor de cálculo do esforço transverso atuante

$F_{v,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente

$F_{t,Ed}$ - valor de cálculo do esforço de tração atuante

$F_{t,Rd}$ - valor de cálculo do esforço de tração resistente

➢ Resistência à rotura em bloco

A rotura em bloco é uma rotura por corte na fiada de parafusos situada na secção solicitada ao corte do grupo de furos, acompanhada da rotura por tração ao longo de uma linha de parafusos, definindo um bloco resistente [8].

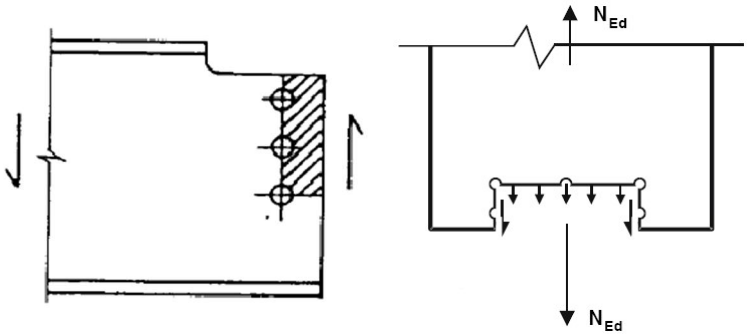


Figura 5.9: Linhas de rotura em bloco [8]

– Para carregamento centrado, o valor de cálculo da resistência ao destacamento do bloco, $V_{eff,1,Rd}$ é obtido por:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u\, A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y\, A_{nv}/\gamma_{M0} \qquad 2.26$$

– Para carregamento excêntrico, o valor de cálculo da resistência ao destacamento do bloco, $V_{eff,2,Rd}$ é obtido por:

$$V_{eff,2,Rd} = 0{,}5 f_u\, A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y\, A_{nv}/\gamma_{M0} \qquad 2.26$$

Em que,

A_{nt} área útil solicitada à tração

A_{nv} área útil solicitada ao corte

fy tensão de cedência do aço

fu tenção de rotura do aço

γ_{M0} coeficiente de segurança para a resistência de secções

γ_{M2} coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura

5.4 Ligações soldadas

5.4.1 Geometria dos cordões EN NP 1993-1-8

Tabela 5.7: Geometria dos cordoes de soldadura [8]

			EN NP 1993-1-8
Espessura mínima dos elementos a ligar	t_{req}	4 mm	Parte 4.1 (1)
Garganta mínima do cordão de soldadura	$a_{w,min}$	3 mm	Parte 4.5.2 (2)
0,7*(menor espessura dos elementos a ligar)	$a_{w,Max}$	$0,7*t_{min}$	----------
Comprimento mínimos do cordão de soldadura	l_{Wmin}	Max (30mm; 6*aw)	Parte 4.5.1 (2)
Comprimento máximo do cordão de soldadura sem ser necessário aplicar coeficientes de redução da resistência do cordão de soldadura	$l_{w,Max}$	$150*a_w$	4.11 (3)

5.4.2 Cálculo pelo método simplificado EN NP 1993-1-8 (4.5.3.3)

O valor de cálculo da resistência de um cordão de angulo se, em qualquer das suas secções transversais, a resultante de todos os esforços por unidade de comprimento transmitidos pela soldadura verificar o seguinte critério:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \qquad 2.26$$

Em que,

$F_{w,Ed}$ – valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$ – valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento.

O valor de cálculo da resistência por unidade de comprimento $F_{w,Rd}$ deverá ser determinado com base em:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d}a \qquad 2.26$$

Em que,

$f_{vw,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura.

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \qquad 2.26$$

f_u e β_w definidos em 4.5.3.2(6)[8].

Capítulo 6 – Comparação de resultados

6.1 Introdução

Neste capitulo é apresentada a titulo de comparação os resultados obtidos pelo programa de cálculo automático Tricalc e os obtidos através do cálculo manual.

Escolheu-se para comparação a laje do piso 0 e uma viga do mesmo piso, Figura 6.1.

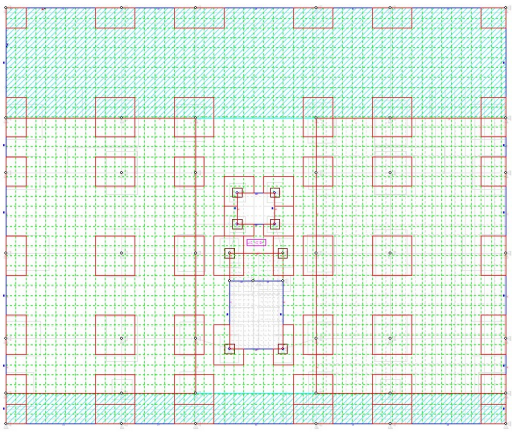


Figura 6.1: Planta piso 0

Neste capítulo não se faz a comparação com elementos de estrutura metálica dado que no Capitulo 5 demonstra-se que as secções obtidas pelo programa verificam, chegando-se assim ás mesmas conclusões.

6.2 Laje do piso 0

Para comparar a armadura obtida pelo programa com a calculada manualmente considerou-se o ponto A (Figura 6.2), tendo-se obtido as armaduras descritas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Resultados de armaduras

Espessura da Laje [cm]	Armadura de Cálculo [cm^2/m]	Armadura - Programa [cm^2/m]
18	Ø12//12,5	Ø12//25
		4,52
	9,05	Ø12//50
		2,26
Total	9,05	6,78

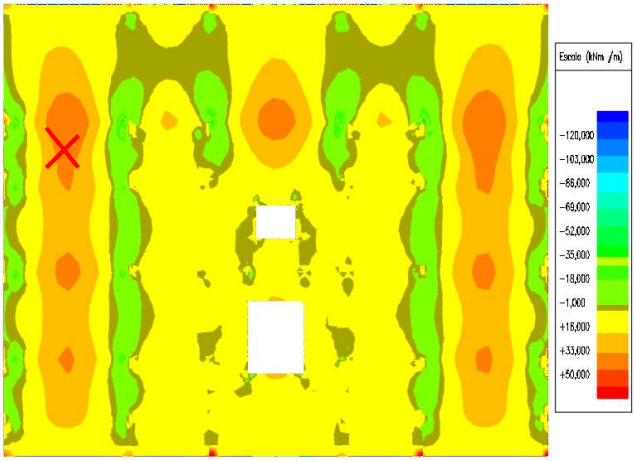


Figura 6.2: Diagramas de momentos fletores - Direção longitudinal (horizontal)

A diferença de armaduras entre o cálculo manual (9,05 cm^2/m) e o cálculo automático (6,78 cm^2/m) pode dever-se a que no cálculo o programa ter considerado a resistência da armadura superior da laje, tendo neste caso otimizando a solução o que não foi tido em conta no cálculo manual.

Conclusão

Na realização do presente documento foram colocados em prática diversos conhecimentos obtidos durante o Mestrado em Engenharia Civil no ramo de Estruturas na Universidade da Beira Interior, porém conseguiu-se desenvolver outros conhecimentos no que diz respeito à parte de cálculos automáticos, neste caso o Tricalc.

Pode-se afirmar que o objetivo deste trabalho foi concluído, Projeto de Estabilidade de um Edifício, este projeto dividiu-se em várias fases, quantificações das ações, pré-dimensionamento e dimensionamento, por fim as peças desenhadas.

Após a adoção da solução estrutural e quantificação das ações a que o edifício irá estar submetido, foi realizado um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, lajes, vigas, pilares e sapatas. A realização desta fase de projeto é essencial visto dar ao projetista uma ordem de grandeza das dimensões das secções a adotar.

Seguidamente realizou-se a modelação no programa, Tricalc, da estrutura. Note que esta ferramenta de cálculo automático é essencial para este tipo de estudos.

Esta ferramenta facilita o cálculo para o projetista, fazendo assim que este ganhe algum tempo, fornecendo também ao utilizador as peças desenhadas da estrutura.

Em jeito de conclusão é de realçar que a realização deste projeto foi muito importante, visto ter adquirido conhecimentos valiosos para o mercado de trabalho a nível da elaboração de um projeto de estabilidade.

Bibliografia

[1] RSA – Regulamento de segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes;

[2] Tabelas Diversas;

[3]NP EN 1990:2009 – Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas;

[4] NP EN 1991-1-1:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;

[5] NP EN 1991-1-3:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-3: Ações da neve;

[6] NP EN 1992-1-1:2010 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

[7] NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

[8] NP EN 1993-1-8:2010 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações;

[9] NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

[10] NP EN 1998-5:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

[11] Lopes, M.M. (2008): "Sismos e Edifícios". Edições Orion (3ª-edição).

[12] Simões, A; Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas

[13] REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

Anexos

Anexo 1 – Cálculos justificativos – Perfis Metálicos

Anexo 2 – Memória Descritiva

Memória descritiva

1.1 Introdução

A presente memória descritiva tem por objetivo a elaboração de um projeto de estabilidade de um edifício de habitação coletiva, a construir na zona da Covilhã.

O edifício é composto por dois pisos abaixo da cota de soleira, perfazendo a área de implantação do edifício. Os restantes pisos, 1, 2 e 3 são compostos por dois volumes de betão armado interligados por elementos de comunicação vertical. Segue-se a Figura 1 de modo a exemplificar o texto descrito.

Note que a cobertura do edifício é continua, ou seja está a interligar os dois volumes e a estrutura metálica.

1.2 Condições Geotécnicas

No que diz respeito às fundações, estas são diretas, assentão diretamente no terreno. Estas são interligadas por lintéis de fundação a fim de absorver assentamentos diferenciais.

1.3 Solução Estrutural

- Lajes: As lajes constituintes do edifício são lajes fungiformes maciças com uma espessura de 0,18 m, estas tê de ter capacidade suficiente de forma a vencer um vão de 6 m.

- Pilares: Os pilares são os elementos estruturais que têm como função resistir às ações provenientes das lajes.

- Vigas: A maioria vigas existentes são embebidas na laje, funcionando assim como um reforço à laje. Embora haja as vigas de contorno, que também estão embebidas na laje, mas têm uma altura superior a esta, incidindo na zona de paredes exteriores.

1.4 Ações

As ações podem ser definidas como qualquer fator externo ou não que seja capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em qualquer subestrutura, ou mais precisamente num elemento estrutural.

As ações podem ser divididas, consoante a sua duração de atuação ao longo do período de vida útil da estrutura, em ações permanentes, variáveis e de acidente. A quantificação das ações permanentes e variáveis pode ser realizada pelo RSA [1] e EC0 [3]0 e EC1 [4].

Nas ações permanentes englobam-se os pesos dos revestimentos dos pisos, cobertura e paredes, e equipamentos, já nas variáveis estão incluídas as sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, variações de temperatura, retrações, fluência, vibrações, influência do processo de construção, assentamentos de apoios ou impulsos do terreno hidrostáticos.

Conclui-se que ao fazer-se uma análise estrutural é indispensável a contabilização de todas as ações, mais especificamente as que possam impor tensões ou deformações consideráveis, de modo a alcançar a segurança geral da estrutura.

▪ Permanentes

- Peso volúmico do betão armado: 25 kN/m^3

- Peso volúmico do Aço: 78 kN/m^3

Tabela 1: Revestimentos de pisos e cobertura

Revestimentos	Descrição	Valores [kN/m^2]
Pisos	Tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje;	1,5
Cobertura (acessível)	Revestimento de terraços, incluindo camada de forma em betão leve (até 8 cm), telas impermeabilizantes e proteções;	2,0

Tabela 2: Pesos próprios de paredes divisórias e exteriores

Paredes	Descrição			Peso [kN/m^2]
Divisórias	Tipo	Dimensões dos Tijolos	Espessura (m)	Peso
	Tijolo furado (Paredes Simples)	30 x 20 x22	0,15	1,8
Exteriores	Tijolo furado (Paredes Simples)	30 x 20 x 11 + 30 x 20 x 15	0,13 + 0,17 + t t = 0,05	3,0

▪ <u>Variáveis</u>

- Sobrecargas

▪*Tabela 2: Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [4]*

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Categoria A		
- Pavimentos	2,0	2,0
- *Escadas	3,0	***
- **Varandas	5,0	***

* Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m2.

** Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m2 numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.

*** Deve adotar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.

- Análise sísmica RSA

➢ Zonamento do território

Neste subcapítulo faz-se a quantificação da ação do sismo segundo [1], este subdivide o país em quatro zonas distintas, A, B, C, D e pelo anexo III [1] o edifício encontra-se na zona C.

➢ Quantificação da ação do sismo

De modo a quantificar a ação do sismo é necessário definir certos parâmetros que são, natureza do terreno, coeficiente de sismicidade, α, coeficiente de comportamento e tipo de ação sísmica com respetivos espectros de resposta.

▪Natureza do terreno:

O terreno onde se situa o edifício em estudo é do tipo II, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média [1].

▪Coeficiente de sismicidade:

Tabela 3: Valores do coeficiente de sismicidade

Zona sísmica	α
A	1
B	0,7
C	0,5
D	0,3

▪Coeficiente de amortecimento:

O coeficiente de comportamento para estruturas correntes de betão armado é de 5%.

▪Coeficiente de comportamento:

Este parâmetro está definido em [13], cláusula 33, que para estruturas em pórtico com ductilidade normal toma o valor de 2,5.

1.5 Combinações de Ações

Combinação de Ações

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental (cláusula 6.4.3.2 [3])

$$E_d = \Sigma_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad 0.1$$

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica (cláusula 6.4.3.4 [3])

$$E_d = G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad 0.2$$

Estados Limites de Serviço – Combinação Quase Permanente (cláusula 6.5.3 [3])

$$E_d = G_{k,j} + \Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad 0.3$$

Em que,

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;

γ_Q - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$);

γ_I – Coeficiente de importância;

A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

1.6 Materiais

- Aço

- Construção metálica:

Neste trabalho considerou-se que o aço dos elementos metálicos seria da classe S235, na Tabela 3.2 estão referidas as propriedades do aço S235.

Tabela 4: Propriedades do aço S235

Propriedades do aço S235	
f_y [Mpa]	235
f_u [Mpa]	360
E N/mm^2	210 000
G N/mm^2	81 000
υ	0,3
α	12x10^$^{-6}$ por K (para T≤100 °C)

- Armaduras ordinárias:

O aço a ser considerado em projeto é um A 500 NR SD, propriedades apresentadas na Tabela 3.3. Tendo em conta que os elementos estruturais podem ser sujeitos a esforços que provoquem a plastificação das armaduras nas zonas críticas, optou-se pela utilização de um aço de alta ductilidade, ou seja aço de classe C.

Tabela 5: Resumo das propriedades de um aço A500

A500		
f_{yk}	[MPa]	500
f_{yd}	[MPa]	435
E_s	[GPa]	200
e_{yd}	‰	2,18

e_{uk}	‰	≤ 7,5
γ_s	[kN/m^3]	78,5

Optou-se, para este trabalho, um betão da classe C30/37 para o cálculo, na tabela apresentam-se as suas propriedades mais relevantes no ponto de vista estrutural.

Tabela 6: Propriedades de um betão C30/37

f_{ck} *[Mpa]*	*30*
$f_{ck,cubo}$ *[Mpa]*	*37*
f_{cm} *[Mpa]*	*38*
f_{ctm} *[Mpa]*	*2,9*
$f_{ctk,0,05}$ *[Mpa]*	*2*
$f_{ctk,0,95}$ *[Mpa]*	*3,8*
E_{cm} *[Gpa]*	*33*
$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 20$ *MPa*	

1.7 Análise Estrutural

Da análise estrutural foram retirados os valores dos esforços com o objetivo de proceder ao dimensionamento, assumindo as ações dinâmicas e gravíticas.

1.8 Regulamentação/ Referencia bibliográficas

NP EN 1992-1-1:2010 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

NP EN 1993-1-8:2010 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações;

NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

NP EN 1998-5:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

REBAP – Regulamento de Estruturas de Batão Armado e Pré-esforçado

Anexo 2 - Medições e Orçamento

2. Medições e orçamentos

A orçamentação apresentada subdivide-se de duas partes, aço e betão armado, seguidamente apresenta-se uma tabela com as quantidades, preços unitários e valores totais.

Betão **C30/37**
Aço **A500**

		Quantidade		Valor Unitário	Valor
Pisos					
	Laje	394,885	m3	175	69104,88
Fundações					
	Sapatas	93,900	m3	150	14085
	linteis	16,340	m3	150	2451
Vigas e Pilares					
		136,388	m3	220	30005,36
Muros de Cave					
		82,094	m3	220	18060,68
Escadas					
		4,000	m3	220	880
Total		727,607	m3		134586,9

TOTAL 157486,9

Aço
AS235

Perfis metálicos	Kg	Valor Unitário	Valor
Pilares	6845,44	1,8	12321,79
Vigas	5163,84	1,8	9294,912
Diagonais	429,6	1,8	773,28
Placas de ancoragem	283,35	1,8	510,03
		Total:	22900,01

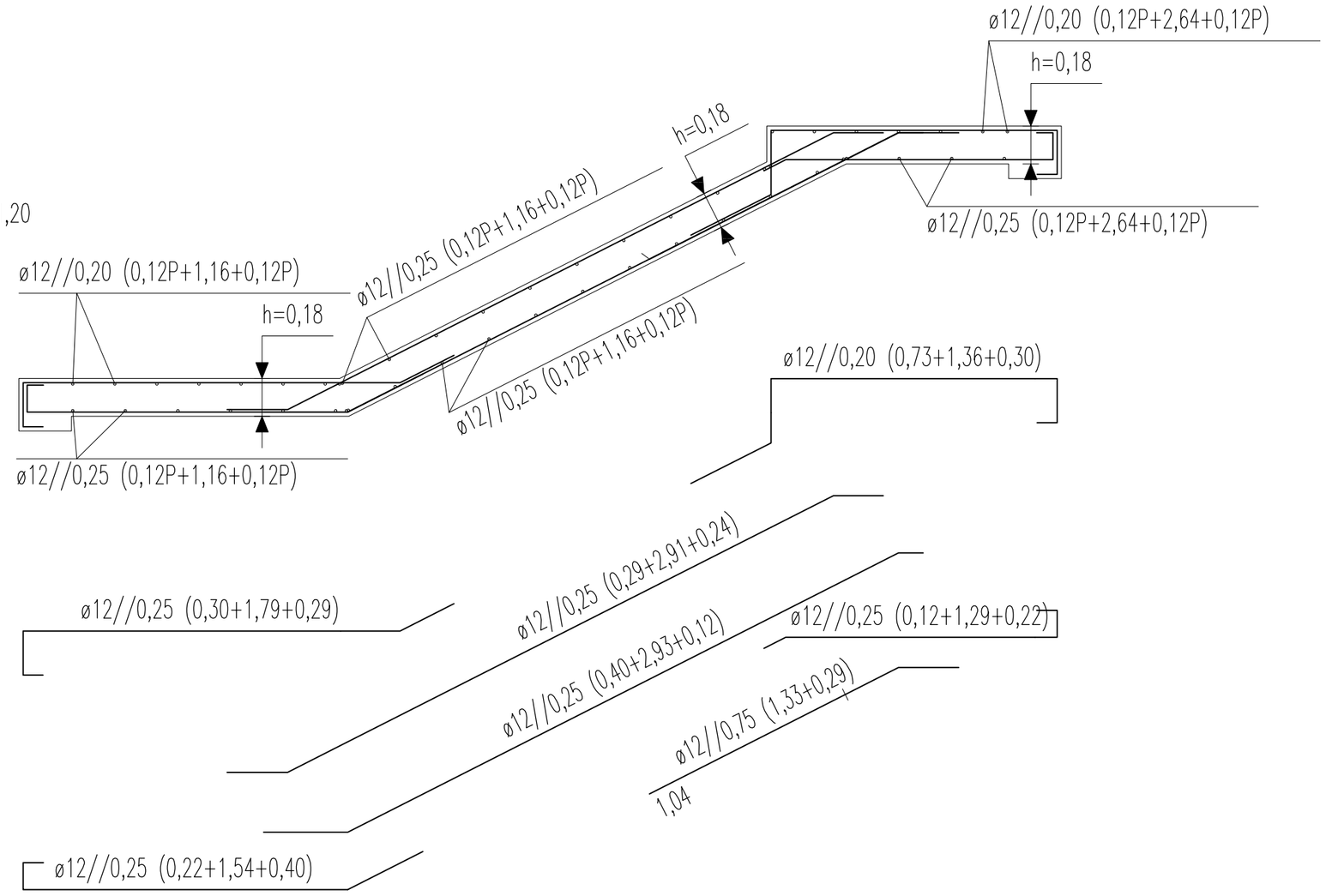
<u>Conclui-se que a estimativa orçamental tem um valor de 157.486 €</u>

3. Peças desenhadas

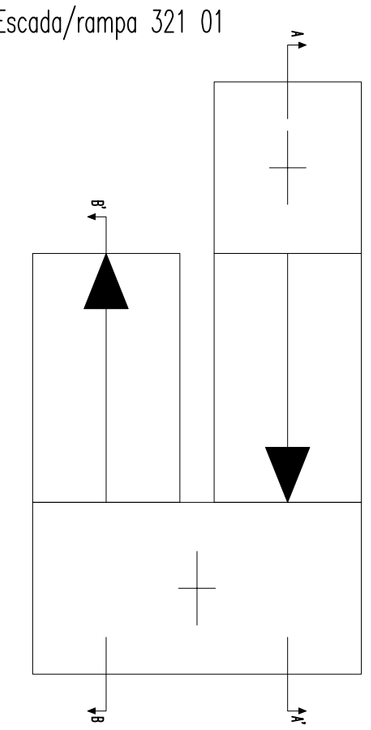
As peças desenhadas são apresentadas num dossier aparte do presente documento.

Pormenorização da laje de escadas 321 (esc 1/25)

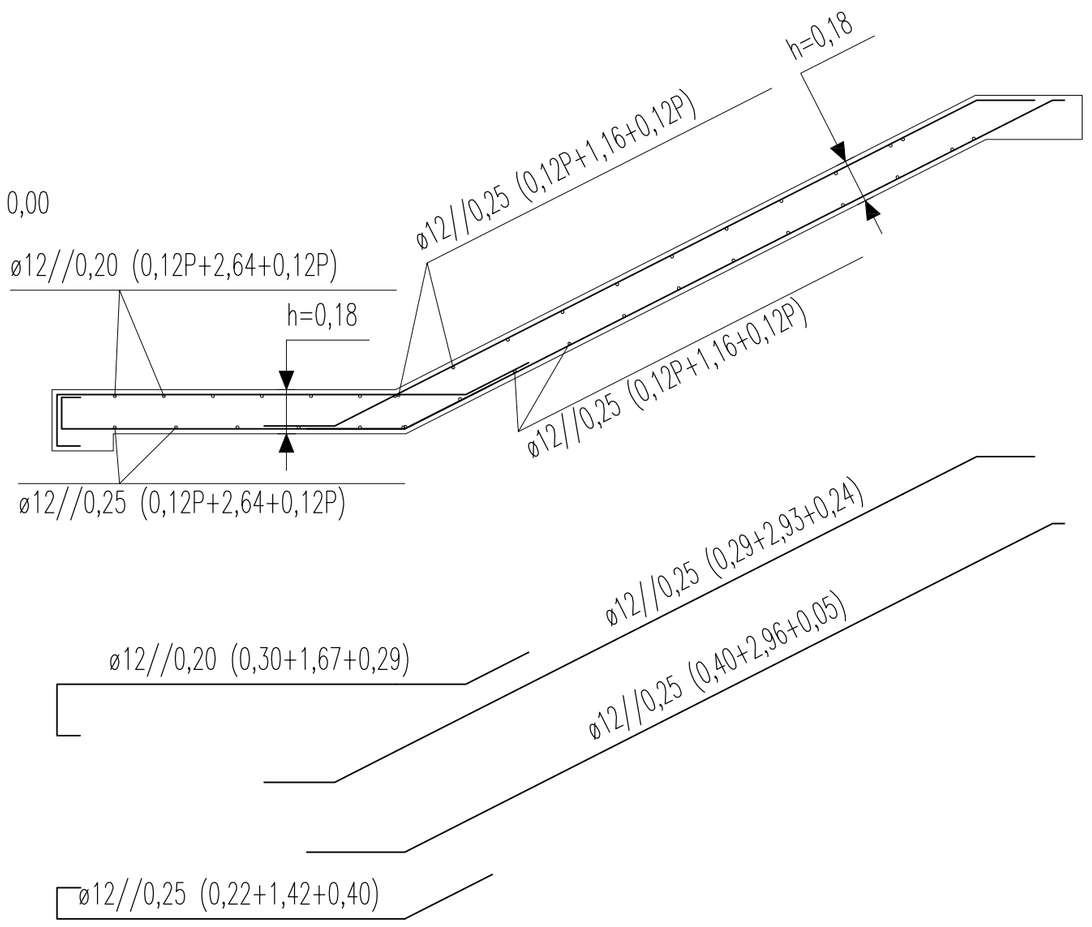
Secção A-A'
De -2,40 a -1,20



Escada/rampa 321 01



Secção B-B'
De -1,20 a 0,00



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

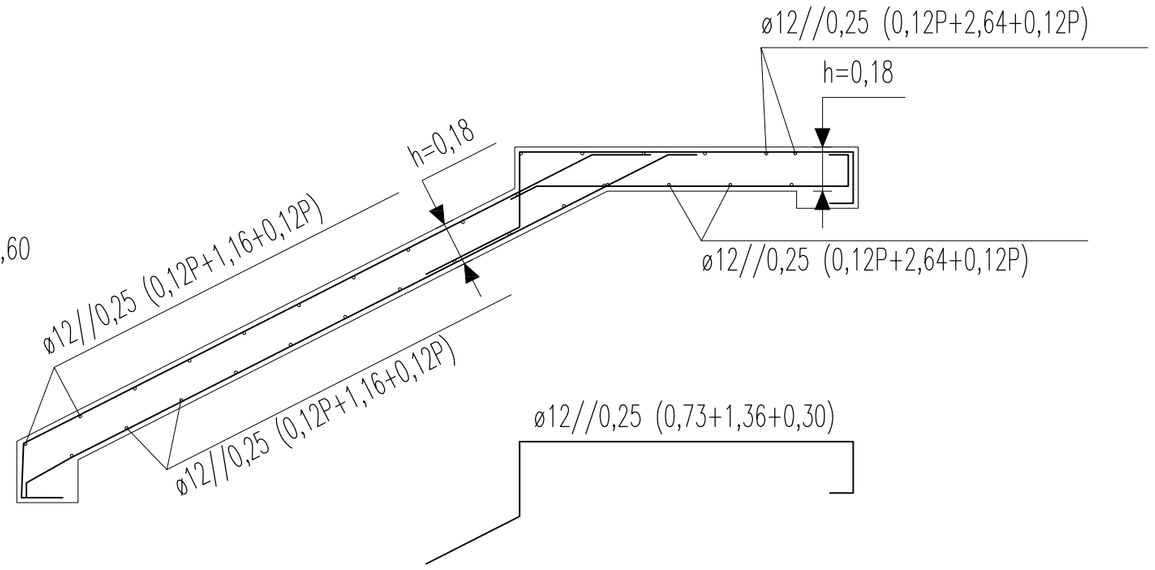
Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

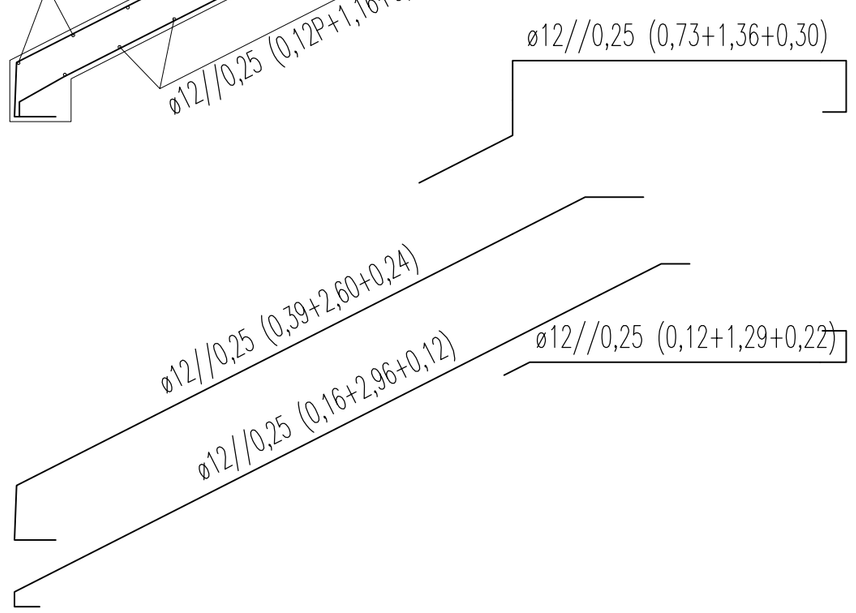
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA	Escalas: 1/25	Designação: Promenorização da Laje de escadas		Desenho nº 03
				Substitui nº
				Substituido por nº

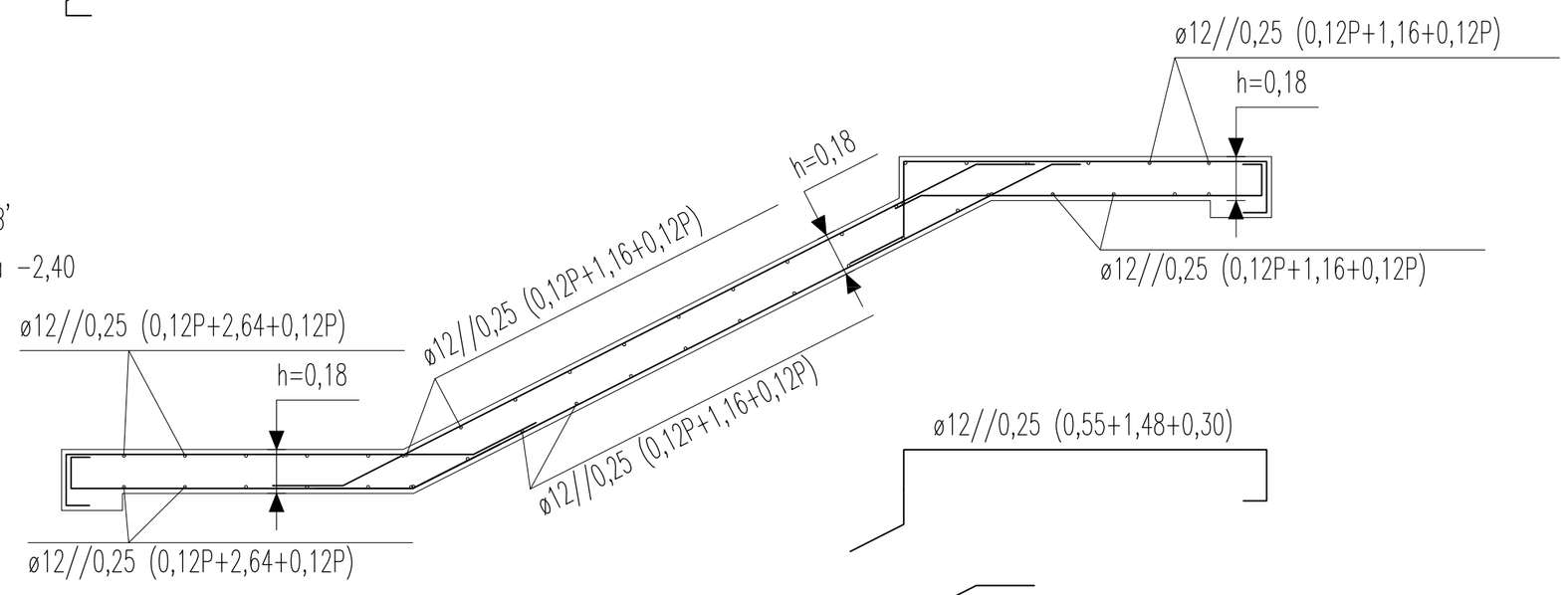
Pormenorização da laje de escadas 123 (esc 1/25)

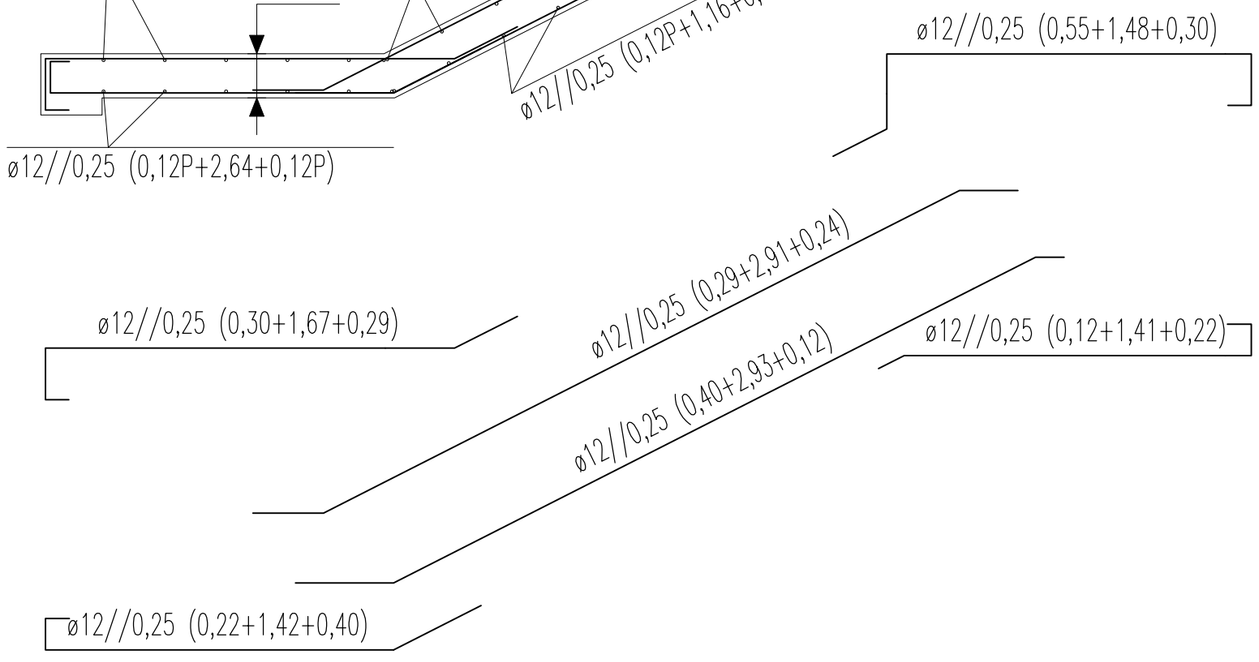
Secção A-A'
De -4,80 a -3,60



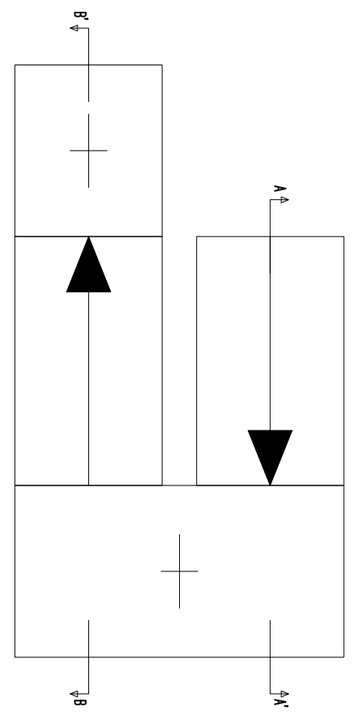


Secção B-B'
De -3,60 a -2,40





Escada/rampa 123 01



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício
	Escalas: 1/25	Designação: Promenorização da Laje de escadas	
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			

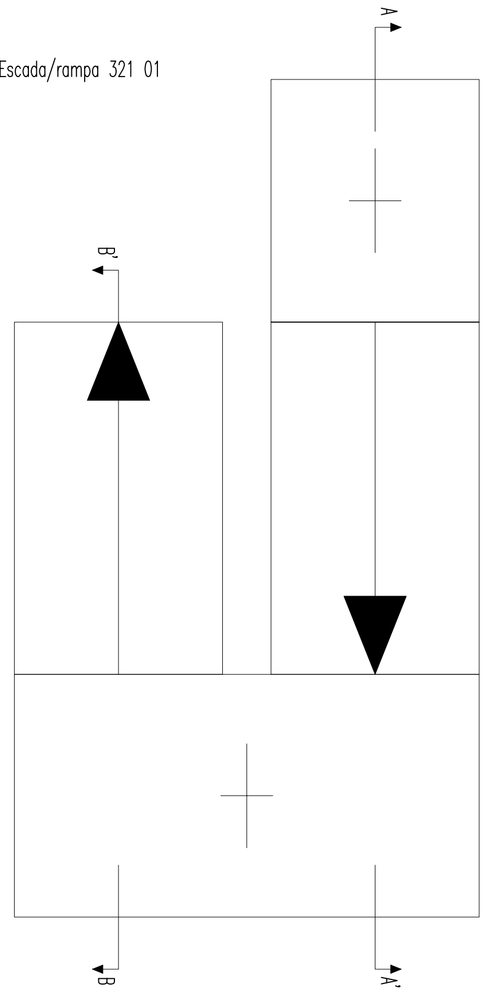
Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga

Desenho nº 03.1

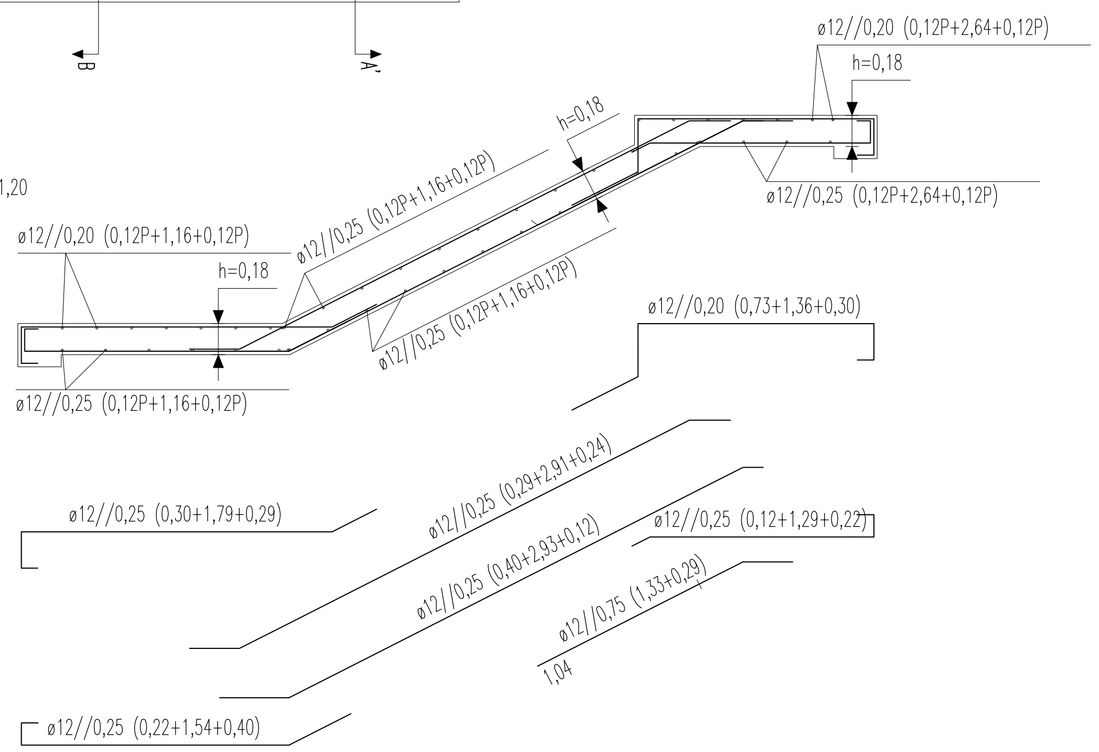
Substitui nº

Substituido por nº

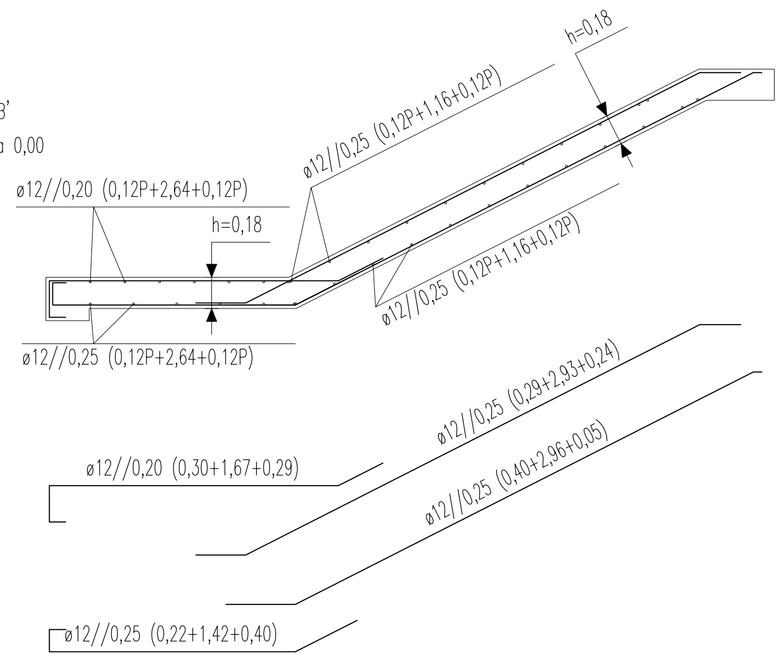
Escada/rampa 321 01



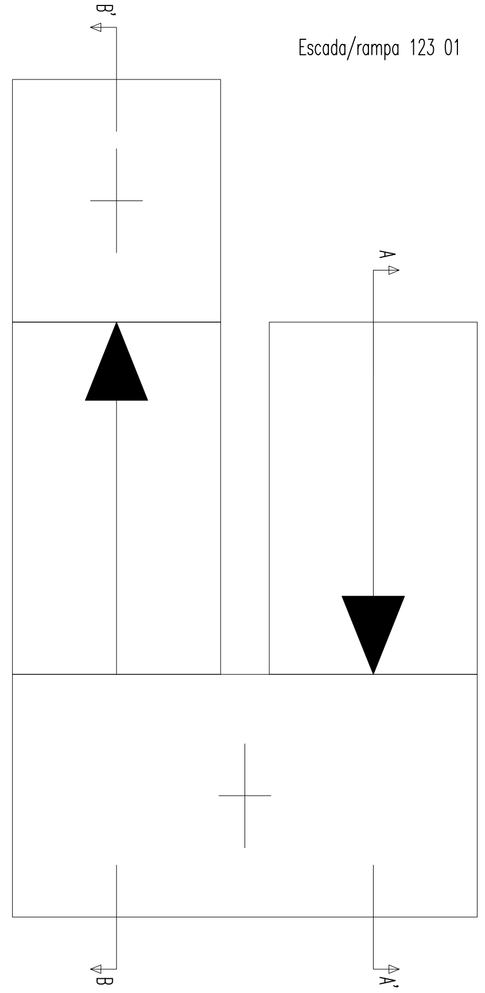
Secção A-A'
De -2,40 a -1,20



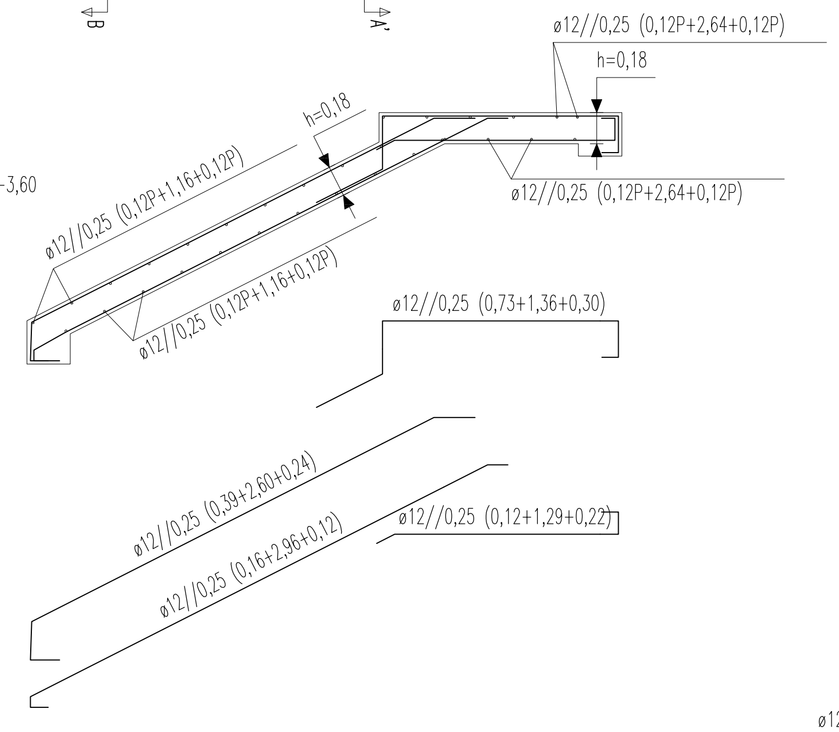
Secção B-B'
De -1,20 a 0,00



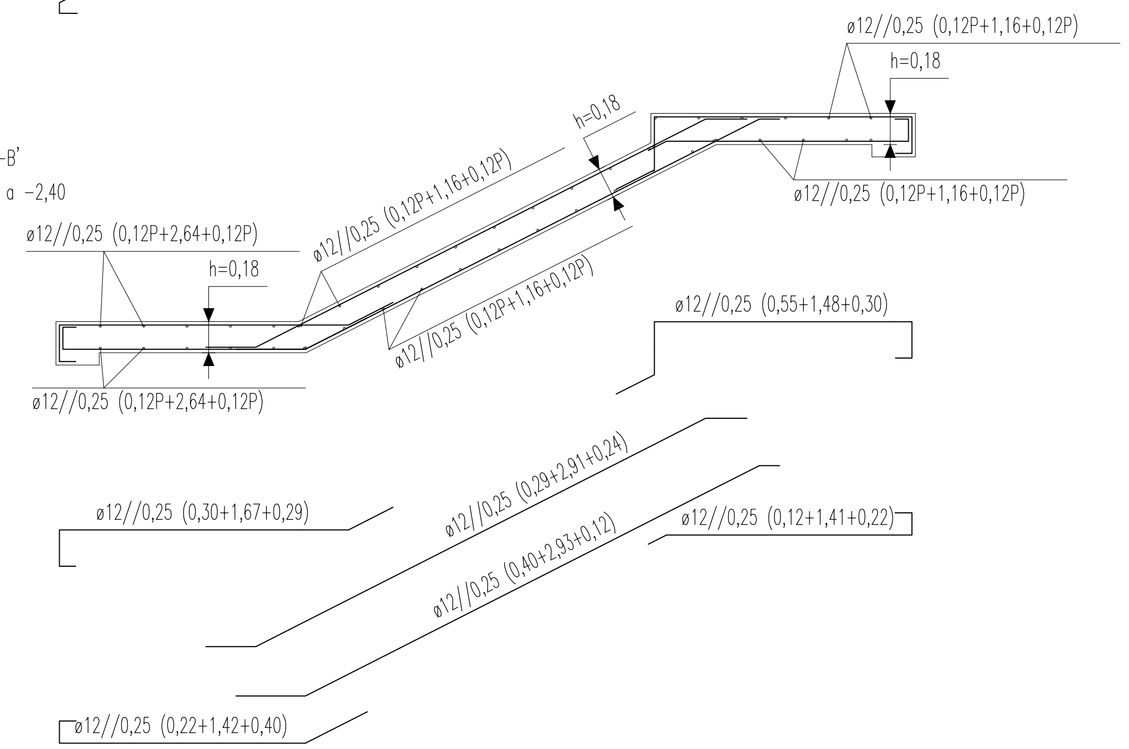
Escada/rampa 123 01



Secção A-A'
De -4,80 a -3,60



Secção B-B'
De -3,60 a -2,40



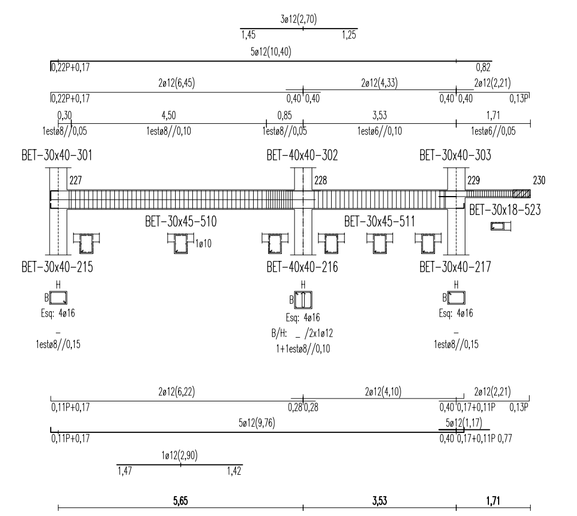
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aço:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

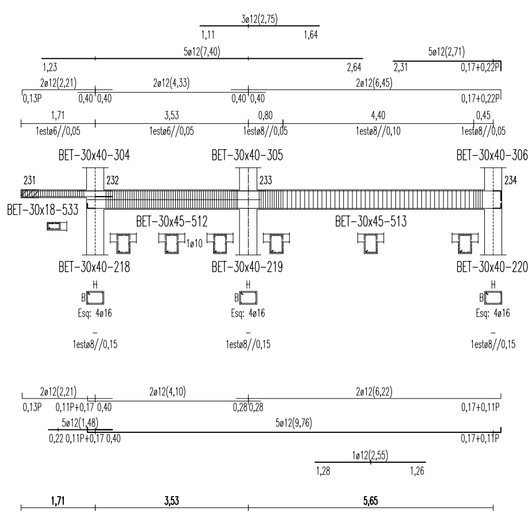
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-á ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/25	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA	Designação: Promenorização da Laje de escadas	Desenho nº 03
				Substitui nº
				Substituido por nº

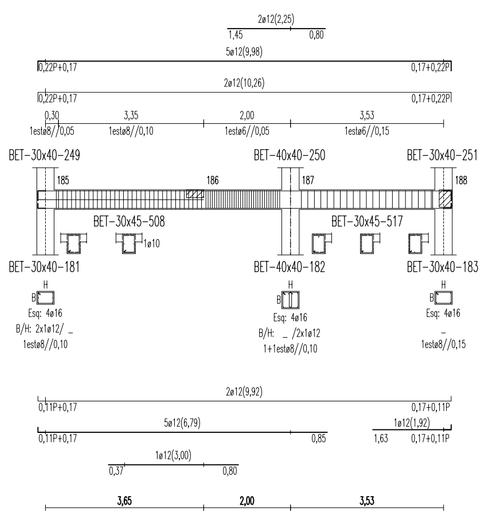
Viga 510, 511, 523
COTA: 280



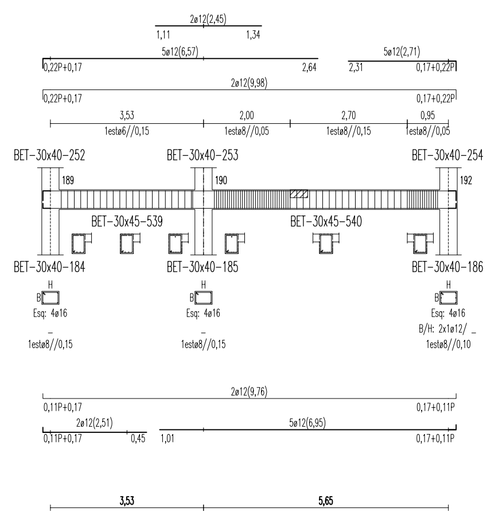
Viga 512, 513, 533
COTA: 280



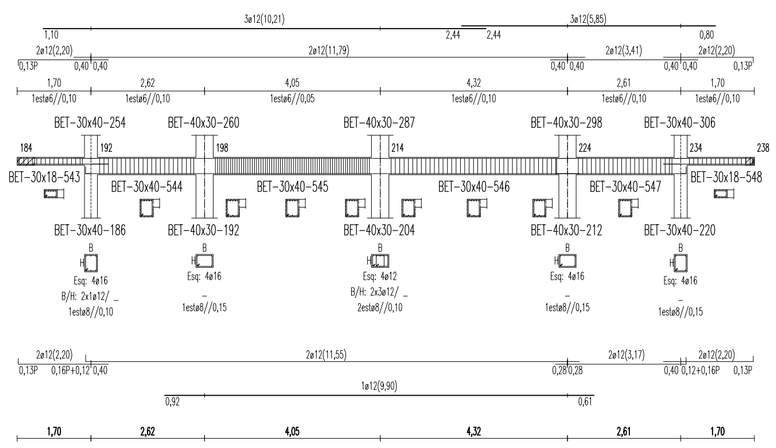
Viga 508, 517
COTA: 280



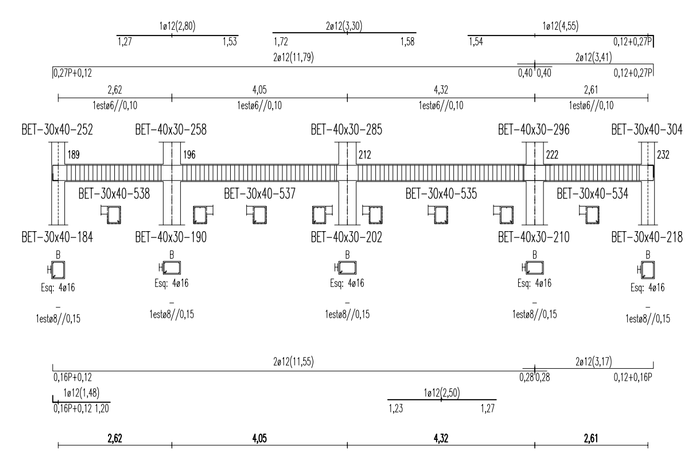
Viga 539, 540
COTA: 280



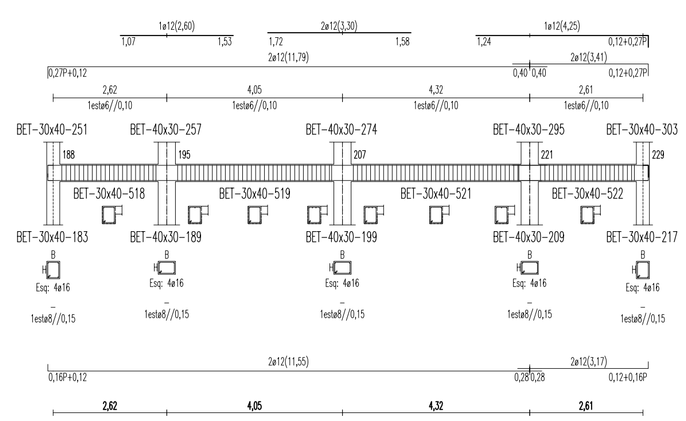
Viga 543, 544, 545, 546, 547, 548
COTA: 280



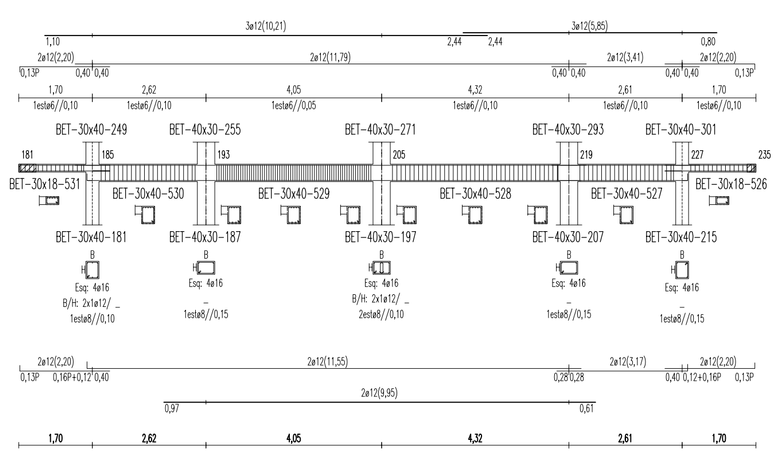
Viga 538, 537, 535, 534
COTA: 280



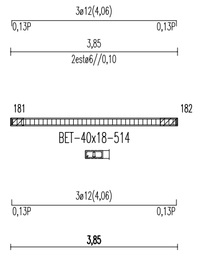
Viga 518, 519, 521, 522
COTA: 280



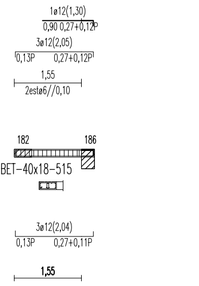
Viga 531, 530, 529, 528, 527, 526
COTA: 280



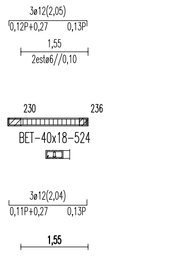
Viga 514
COTA: 280



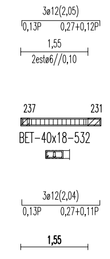
Viga 515
COTA: 280



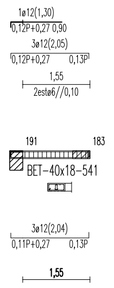
Viga 524
COTA: 280



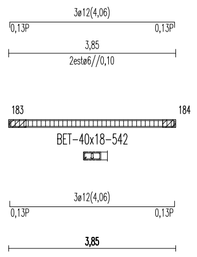
Viga 532
COTA: 280



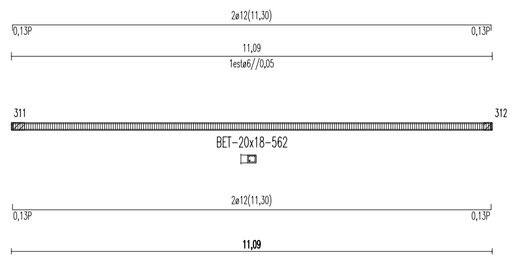
Viga 541
COTA: 280



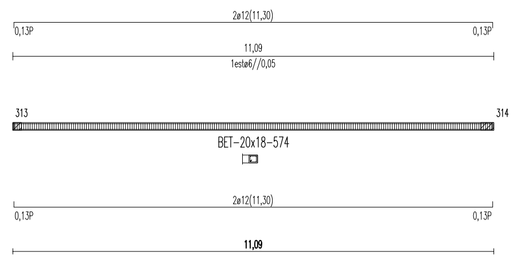
Viga 542
COTA: 280



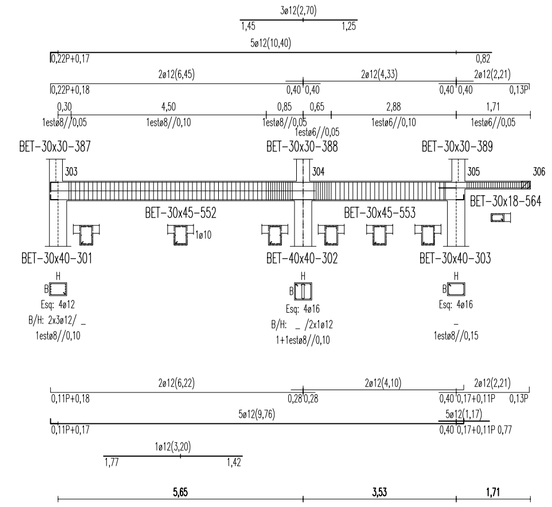
Viga 562
COTA: 560



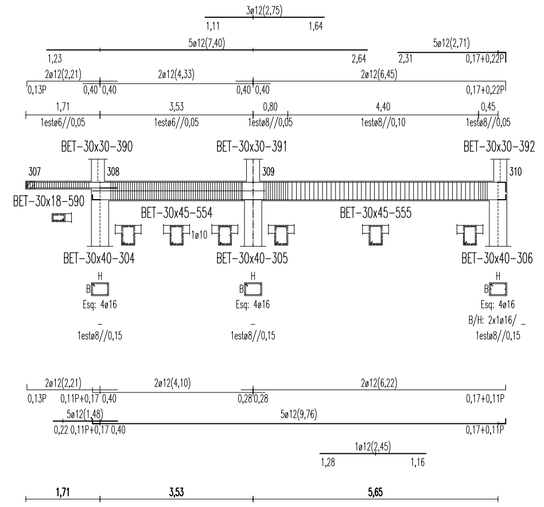
Viga 574
COTA: 560



Viga 552, 553, 564
COTA: 560



Viga 554, 555, 590
COTA: 560



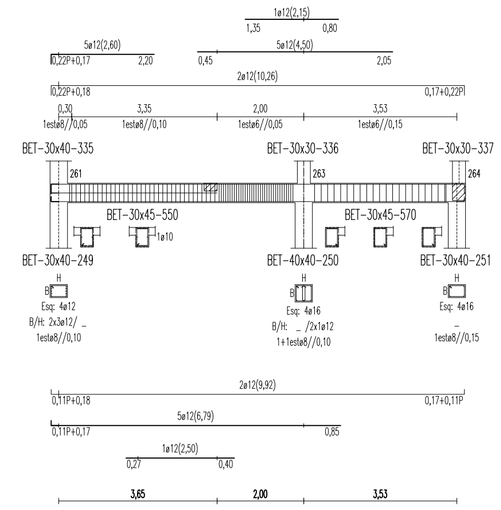
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

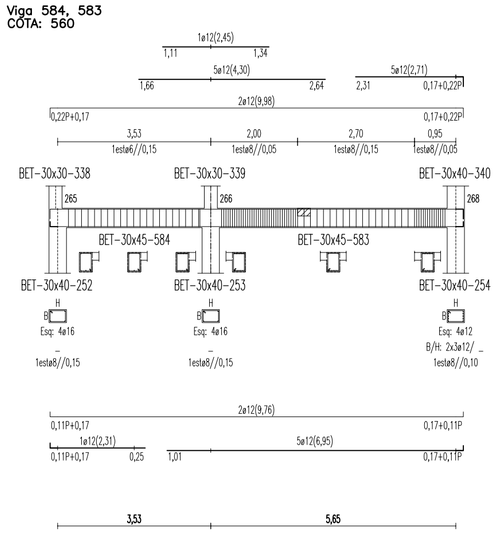
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–á ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/100	Designação: Tipos Vigas		Desenho nº 05
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

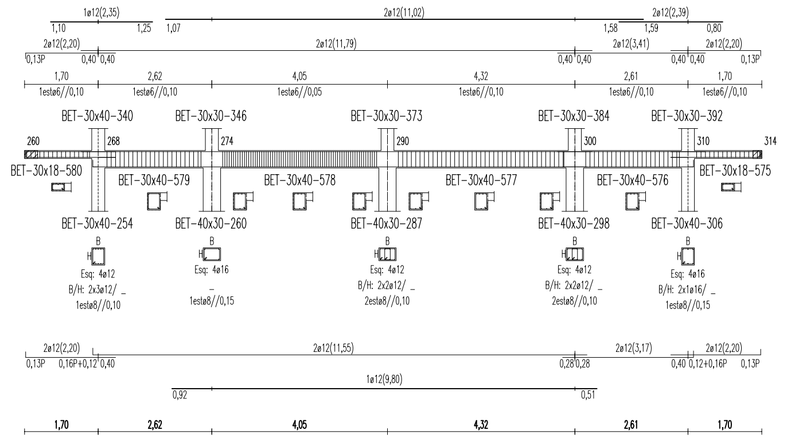
Viga 550, 570
COTA: 560



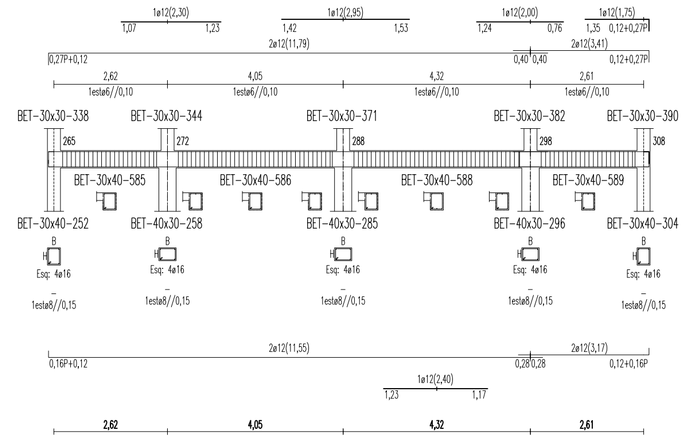
Viga 584, 583
COTA: 560



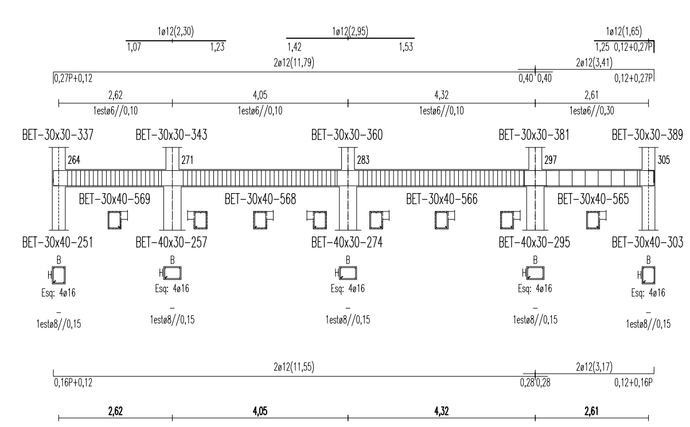
Viga 580, 579, 578, 577, 576, 575
COTA: 560



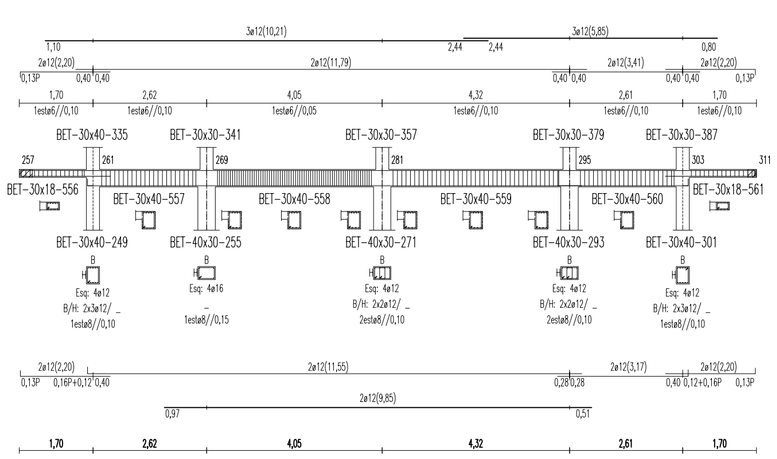
Viga 585, 586, 588, 589
COTA: 560



Viga 569, 568, 566, 565
COTA: 560

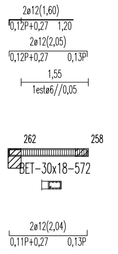


Viga 556, 557, 558, 559, 560, 561
COTA: 560

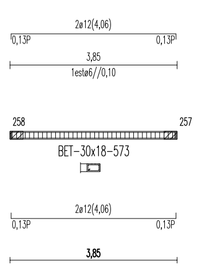


Viga 563
COTA: 560

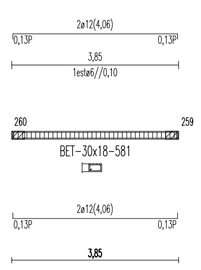
Viga 572
COTA: 560



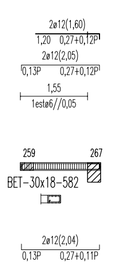
Viga 573
COTA: 560



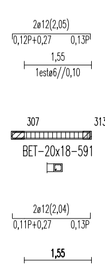
Viga 581
COTA: 560



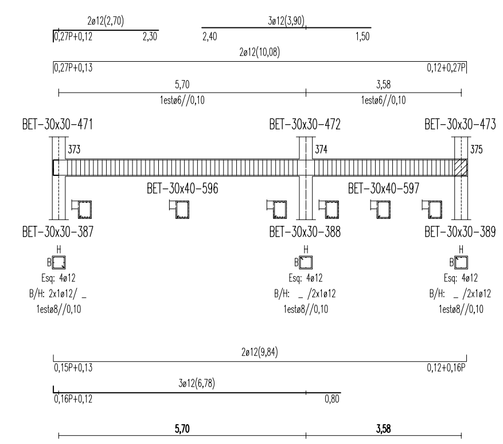
Viga 582
COTA: 560



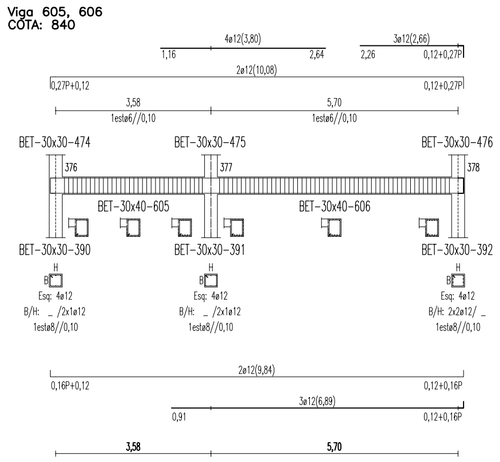
Viga 591
COTA: 560



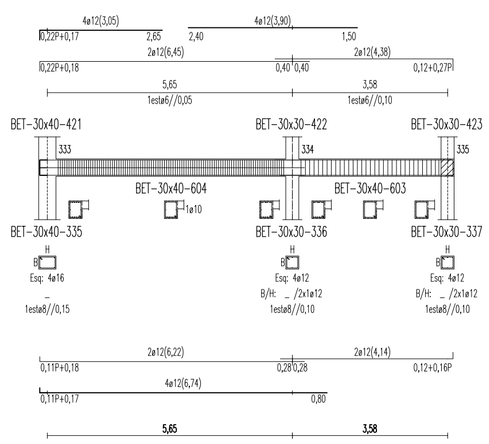
Viga 596, 597
COTA: 840



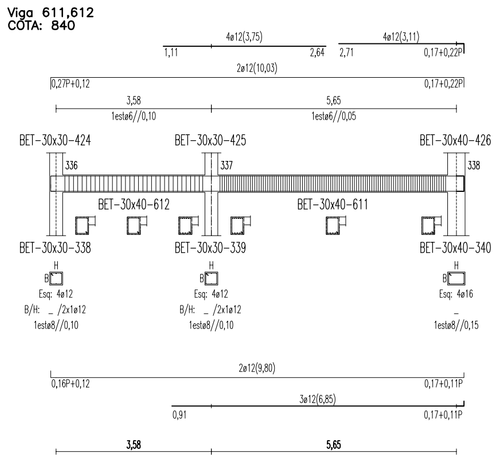
Viga 605, 606
COTA: 840



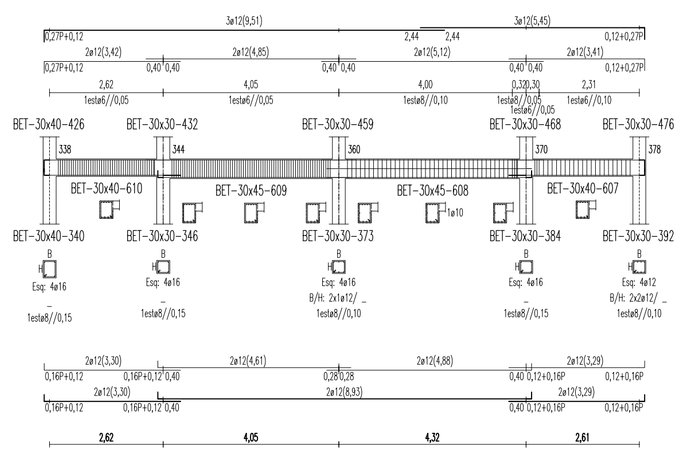
Viga 604, 603
COTA: 840



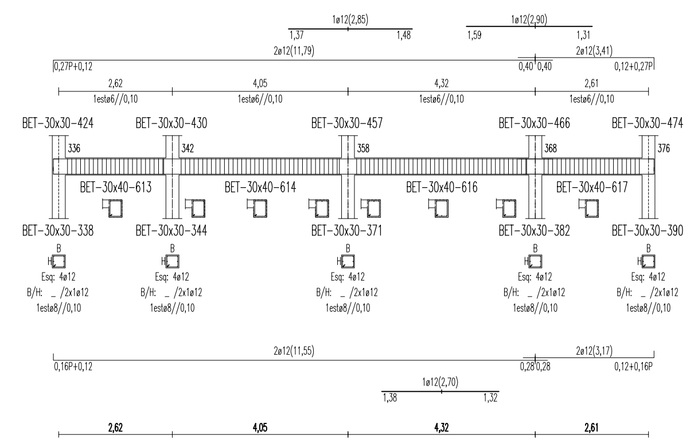
Viga 611,612
COTA: 840



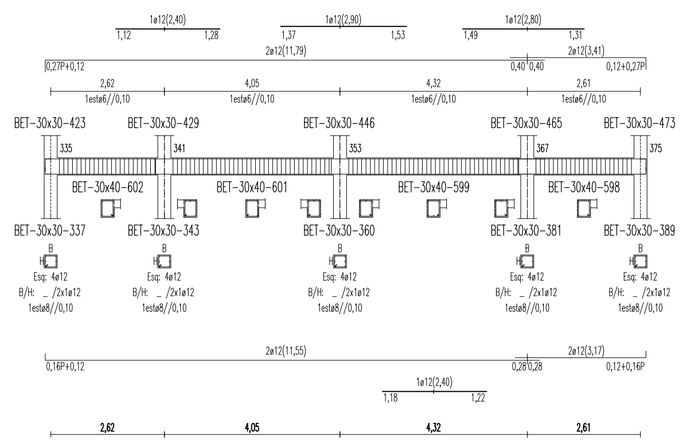
Viga 610, 609, 608, 607
COTA: 840



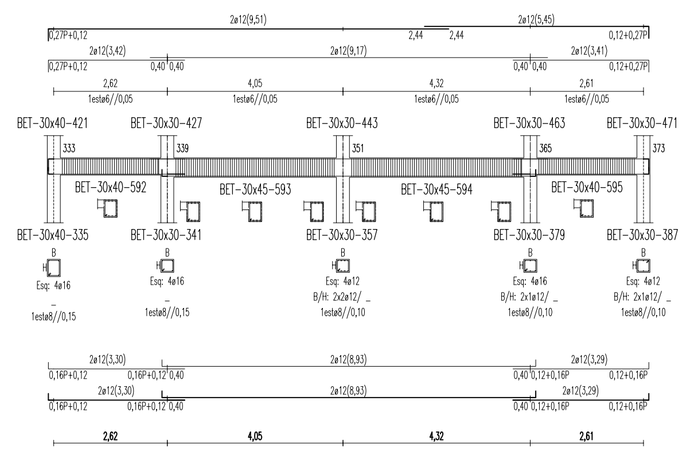
Viga 613, 614, 616, 617
COTA: 840



Viga 602, 601, 599, 598
COTA: 840



Viga 592, 593, 594, 595
COTA: 840



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

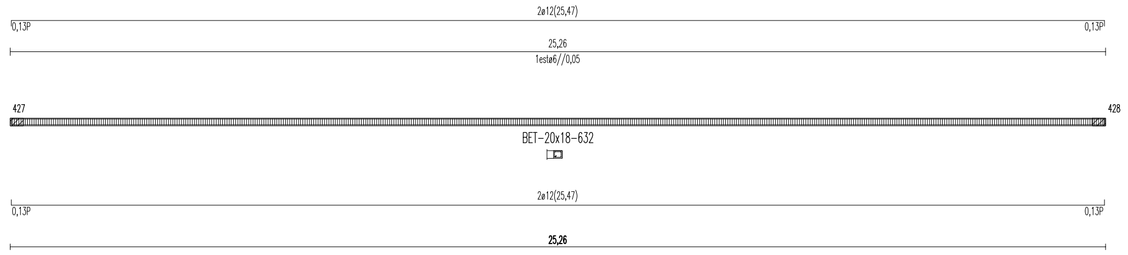
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado
em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

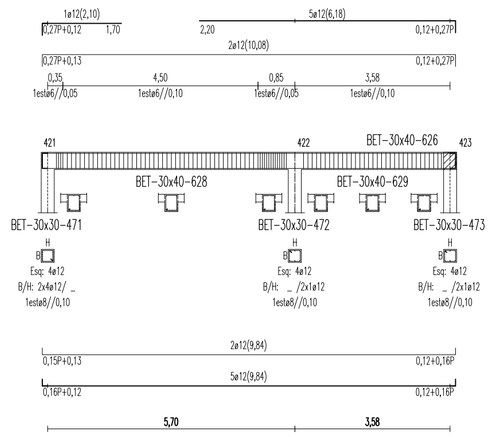
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/100	Designação: Tipos Vigas		Desenho nº 06
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

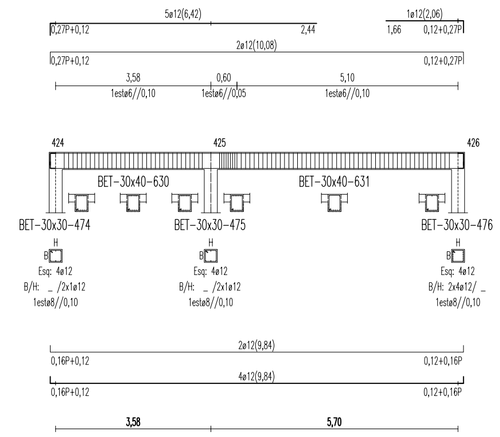
Viga 632
COTA: 1120



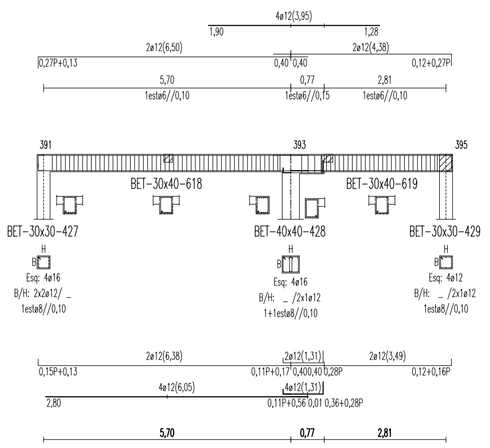
Viga 628, 629
COTA: 1120



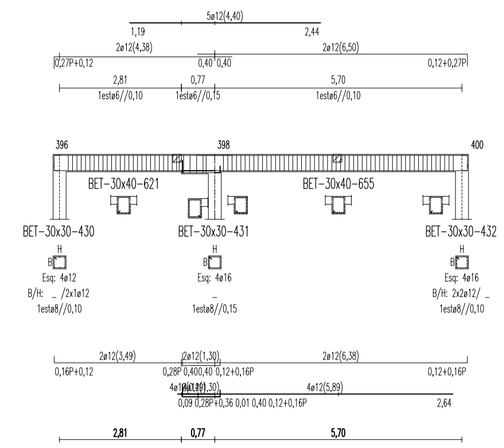
Viga 630, 631
COTA: 1120



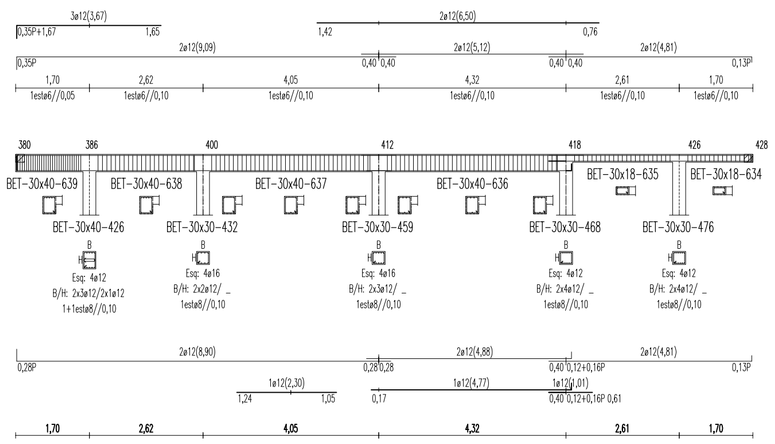
Viga 618, 619
COTA: 1120



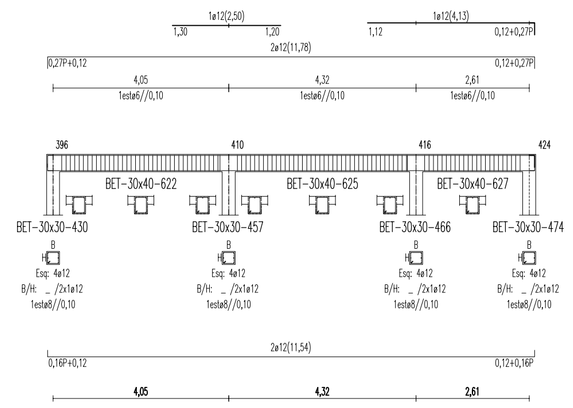
Viga 621, 655
COTA: 1120



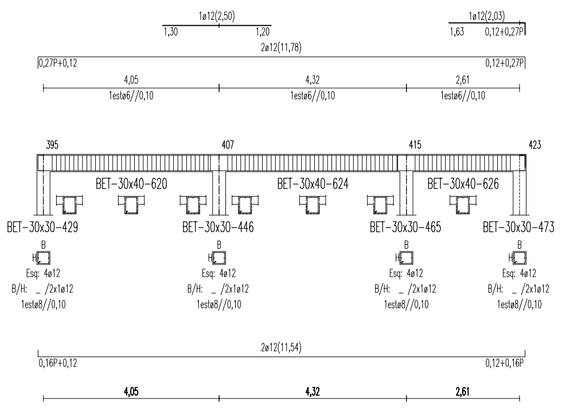
Viga 639, 638, 637, 636, 635, 634
COTA: 1120



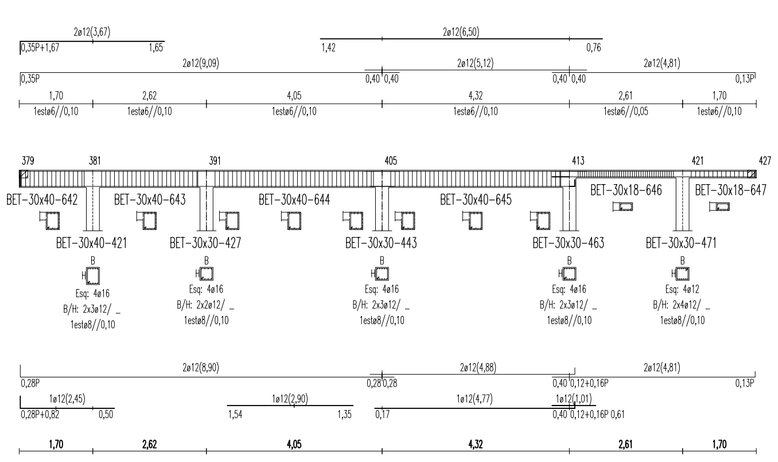
Viga 622, 625, 627
COTA: 1120



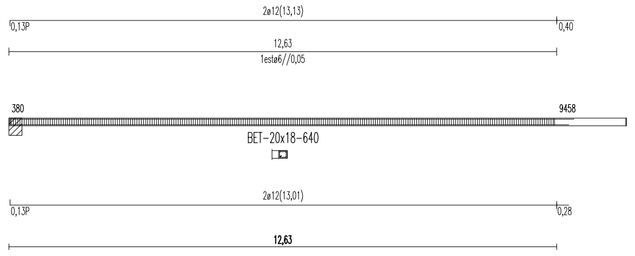
Viga 620, 624, 626
COTA: 1120



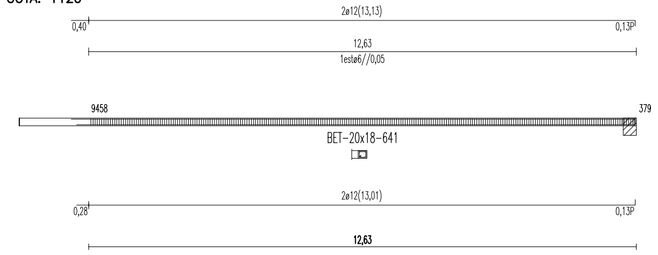
Viga 642, 643, 644, 645, 646, 647
COTA: 1120



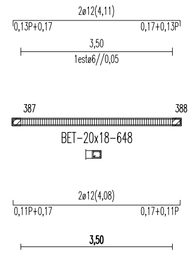
Viga 640
COTA: 1120



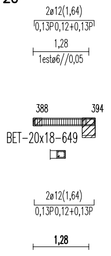
Viga 641
COTA: 1120



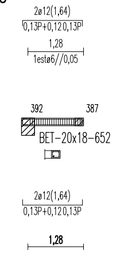
Viga 648
COTA: 1120



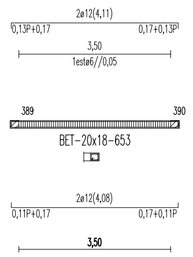
Viga 649
COTA: 1120



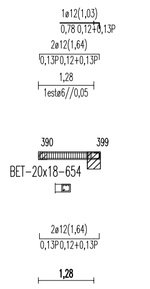
Viga 652
COTA: 1120



Viga 653
COTA: 1120



Viga 654
COTA: 1120



Viga 657
COTA: 1120

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas:	Designação:		Desenho nº
	1/100		Tipos Vigas	07
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA −5,30

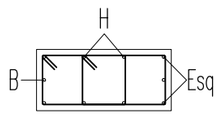
Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 2 BET 25x55 Tipo 1/−530	Pilar 4 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 6 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 8 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 10 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 12 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 15 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 18 BET 50x50 Tipo 4/−530	Pilar 21 BET 50x50 Tipo 4/−530	Pilar 24 BET 50x50 Tipo 4/−530
Pilar 27 BET 50x50 Tipo 4/−530	Pilar 29 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 32 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 35 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 38 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 41 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 44 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 46 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 49 BET 30x30 Tipo 5/−530	Pilar 51 BET 30x30 Tipo 5/−530
Pilar 54 BET 30x30 Tipo 5/−530	Pilar 56 BET 30x30 Tipo 5/−530	Pilar 59 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 62 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 65 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 68 BET 30x30 Tipo 5/−530	Pilar 71 BET 30x30 Tipo 5/−530	Pilar 74 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 77 BET 40x30 Tipo 6/−530	Pilar 79 BET 40x40 Tipo 3/−530
Pilar 80 BET 25x25 Tipo 7/−530	Pilar 82 BET 25x25 Tipo 7/−530	Pilar 85 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 88 BET 40x50 Tipo 8/−530	Pilar 91 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 95 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 98 BET 40x50 Tipo 8/−530	Pilar 100 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 102 BET 30x30 Tipo 9/−530	Pilar 103 BET 30x30 Tipo 9/−530
Pilar 106 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 109 BET 40x50 Tipo 10/−530	Pilar 112 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 115 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 118 BET 40x50 Tipo 10/−530	Pilar 120 BET 40x40 Tipo 3/−530	Pilar 121 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 122 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 123 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 124 BET 25x40 Tipo 2/−530
Pilar 125 BET 25x40 Tipo 2/−530	Pilar 126 BET 25x40 Tipo 2/−530								

TIPOS DE PILARES DA COTA −5,30

Tipo 1/−530 (x1)

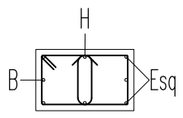
BET 25x55
L=2,90 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x1ø12/2x2ø12
1+1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 8ø12(0,88+0,15P)
B/H: 2x2ø12/2x4ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 2/−530 (x11)

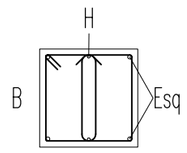
BET 25x40
L=2,90 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x1ø12/2x1ø12
1+1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 8ø12(0,88+0,15P)
B/H: 2x2ø12/2x2ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 3/−530 (x21)

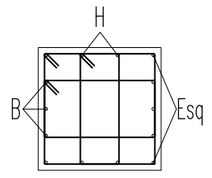
BET 40x40
L=2,90 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø16(1,99+0,16P)
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 4/−530 (x4)

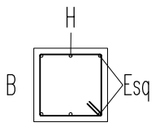
BET 50x50
L=2,90 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/2x2ø12
2+1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø12(1,48+0,15P)
B/H: 2x3ø12/2x2ø12
2+1estø8//0,10

Tipo 5/−530 (x6)

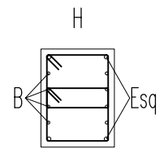
BET 30x30
L=2,90 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: _ /2x1ø12
1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø12(1,48+0,15P)
B/H: _ /2x1ø12
1estø8//0,10

Tipo 6/−530 (x1)

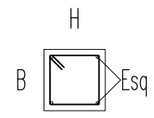
BET 40x30
L=2,90 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: 2x4ø12/ _
2estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø16(1,99+0,16P)
B/H: 2x4ø12/ _
2estø8//0,10

Tipo 7/−530 (x2)

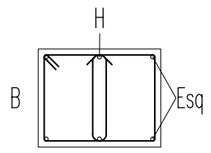
BET 25x25
L=0,50 lb=0,40 la=0,11



Esq: 4ø12
_
1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø12(1,48+0,15P)
_
1estø8//0,10

Tipo 8/−530 (x2)

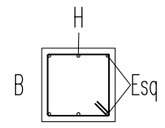
BET 40x50
L=2,90 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15
Armadura de Esperas
Esq: 4ø16(1,99+0,16P)
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15

Tipo 9/−530 (x2)

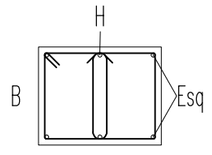
BET 30x30
L=1,70 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: _ /2x1ø12
1estø8//0,10
Armadura de Esperas
Esq: 4ø12(1,48+0,15P)
B/H: _ /2x1ø12
1estø8//0,10

Tipo 10/−530 (x2)

BET 40x50
L=2,90 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

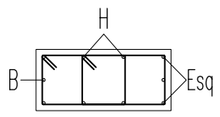
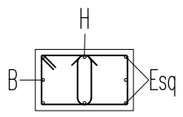
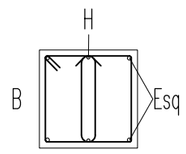
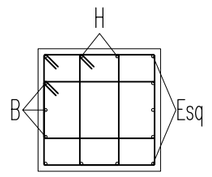
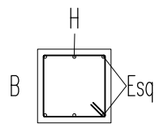
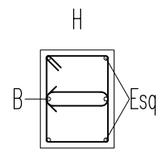
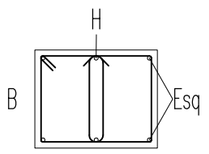
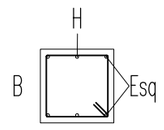
	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Quadro de Pilares		Desenho nº 08
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA -2,40

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 129 BET 25x55 Tipo 1/-240	Pilar 130 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 131 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 132 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 133 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 134 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 135 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 136 BET 50x50 Tipo 4/-240	Pilar 137 BET 50x50 Tipo 4/-240	Pilar 138 BET 50x50 Tipo 4/-240
Pilar 139 BET 50x50 Tipo 4/-240	Pilar 140 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 141 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 142 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 143 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 144 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 145 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 146 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 147 BET 30x30 Tipo 5/-240	Pilar 148 BET 30x30 Tipo 5/-240
Pilar 149 BET 30x30 Tipo 5/-240	Pilar 150 BET 30x30 Tipo 5/-240	Pilar 151 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 152 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 153 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 154 BET 30x30 Tipo 5/-240	Pilar 155 BET 30x30 Tipo 5/-240	Pilar 156 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 157 BET 40x30 Tipo 6/-240	Pilar 158 BET 40x40 Tipo 3/-240
Pilar 159 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 160 BET 40x50 Tipo 7/-240	Pilar 161 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 162 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 163 BET 40x50 Tipo 7/-240	Pilar 164 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 165 BET 30x30 Tipo 8/-240	Pilar 166 BET 30x30 Tipo 8/-240	Pilar 167 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 168 BET 40x50 Tipo 7/-240
Pilar 169 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 170 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 171 BET 40x50 Tipo 7/-240	Pilar 172 BET 40x40 Tipo 3/-240	Pilar 173 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 174 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 175 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 176 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 177 BET 25x40 Tipo 2/-240	Pilar 178 BET 25x40 Tipo 2/-240

TIPOS DE PILARES DA COTA -2,40

Tipo 1/-240 (x1)	Tipo 2/-240 (x11)	Tipo 3/-240 (x21)	Tipo 4/-240 (x4)	Tipo 5/-240 (x6)	Tipo 6/-240 (x1)	Tipo 7/-240 (x4)	Tipo 8/-240 (x2)
BET 25x55 L=2,40 lb=0,40 la=0,11	BET 25x40 L=2,40 lb=0,40 la=0,11	BET 40x40 L=2,40 lb=0,53 ls=1,06	BET 50x50 L=2,40 lb=0,40 ls=1,06	BET 30x30 L=2,40 lb=0,40 la=0,11	BET 40x30 L=2,40 lb=0,53 ls=1,06	BET 40x50 L=2,40 lb=0,53 ls=1,06	BET 30x30 L=1,20 lb=0,40 ls=0,56
							
Esq: 4ø12 B/H: 2x1ø12/2x2ø12 1+1estø8//0,10 Escala: 1/100	Esq: 4ø12 B/H: 2x1ø12/2x1ø12 1+1estø8//0,10	Esq: 4ø16 B/H: _ /2x1ø12 1+1estø8//0,10	Esq: 4ø12 B/H: 2x3ø12/2x2ø12 2+1estø8//0,10	Esq: 4ø12 B/H: _ /2x1ø12 1estø8//0,10	Esq: 4ø16 B/H: 2x1ø16/ _ 2estø8//0,15	Esq: 4ø16 B/H: _ /2x1ø16 1+1estø8//0,15	Esq: 4ø12 B/H: _ /2x1ø12 1estø8//0,10

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado
em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

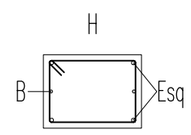
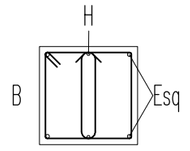
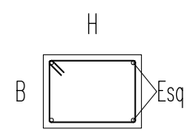
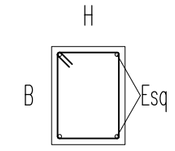
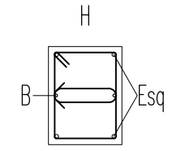
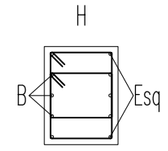
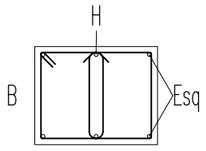
Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação:	Quadro de Pilares Cota -240	Desenho nº 09
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA 0,00

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 181 BET 30x40 Tipo 1/0	Pilar 182 BET 40x40 Tipo 2/0	Pilar 183 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 184 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 185 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 186 BET 30x40 Tipo 1/0	Pilar 187 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 188 BET 40x40 Tipo 2/0	Pilar 189 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 190 BET 40x30 Tipo 4/0
Pilar 191 BET 40x40 Tipo 2/0	Pilar 192 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 193 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 194 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 195 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 196 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 197 BET 40x30 Tipo 6/0	Pilar 198 BET 40x40 Tipo 2/0	Pilar 199 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 200 _HE 280A Tipo 7/0
Pilar 201 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 202 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 203 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 204 BET 40x30 Tipo 8/0	Pilar 207 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 208 BET 40x50 Tipo 9/0	Pilar 209 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 210 BET 40x30 Tipo 4/0	Pilar 211 BET 40x50 Tipo 9/0	Pilar 212 BET 40x30 Tipo 4/0
Pilar 213 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 214 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 215 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 216 BET 40x40 Tipo 2/0	Pilar 217 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 218 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 219 BET 30x40 Tipo 3/0	Pilar 220 BET 30x40 Tipo 3/0		

TIPOS DE PILARES DA COTA 0,00

Tipo 1/0 (x2)	Tipo 2/0 (x5)	Tipo 3/0 (x8)	Tipo 4/0 (x11)	Tipo 6/0 (x1)	Tipo 8/0 (x1)	Tipo 9/0 (x2)
BET 30x40 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06	BET 40x40 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06	BET 30x40 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06	BET 40x30 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06	BET 40x30 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06	BET 40x30 L=2,80 lb=0,40 ls=0,56	BET 40x50 L=2,80 lb=0,53 ls=1,06
						
Esq: 4ø16 B/H: 2x1ø12/ _ 1estø8//0,10	Esq: 4ø16 B/H: _ /2x1ø12 1+1estø8//0,10	Esq: 4ø16 _ 1estø8//0,15	Esq: 4ø16 _ 1estø8//0,15	Esq: 4ø16 B/H: 2x1ø12/ _ 2estø8//0,10	Esq: 4ø12 B/H: 2x3ø12/ _ 2estø8//0,10	Esq: 4ø16 B/H: _ /2x1ø16 1+1estø8//0,15

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado
em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à
ter em conta os elementos arquitectónicos.

DEPARTAMENTO
DE
ENG. CIVIL
E
ARQUITECTURA

Data: 10/2016
Arquivo: Tese
Finalidade:
Universidade da Beira Interior
Projeto de Estabilidade
de um Edifício
Entidade: Eng. Civil
Catarina Veiga
Escalas: 1/50
Designação:
Quadro de Pilares
Cota 0
Desenho nº 10
Substitui nº
Substituído por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA 2,80

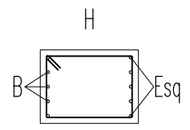
Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 249 BET 30x40 Tipo 1/280	Pilar 250 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 251 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 252 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 253 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 254 BET 30x40 Tipo 1/280	Pilar 255 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 256 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 257 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 258 BET 40x30 Tipo 4/280
Pilar 259 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 260 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 271 BET 40x30 Tipo 6/280	Pilar 272 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 274 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 285 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 286 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 287 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 293 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 294 BET 40x50 Tipo 9/280
Pilar 295 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 296 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 297 BET 40x50 Tipo 9/280	Pilar 298 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 301 BET 30x40 Tipo 10/280	Pilar 302 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 303 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 304 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 305 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 306 BET 30x40 Tipo 11/280

TIPOS DE PILARES DA COTA 2,80

Tipo 1/280 (x2)

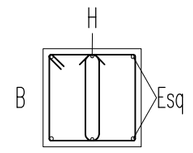
BET 30x40
L=2,80 lb=0,40 ls=1,06



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 2/280 (x5)

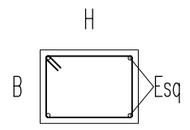
BET 40x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 3/280 (x6)

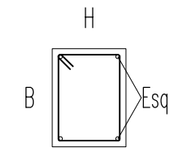
BET 30x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
_
1estø8//0,15

Tipo 4/280 (x9)

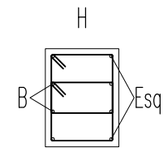
BET 40x30
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
_
1estø8//0,15

Tipo 6/280 (x1)

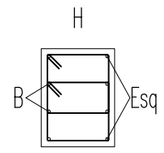
BET 40x30
L=2,80 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x2ø12/ _
2estø8//0,10

Tipo 8/280 (x3)

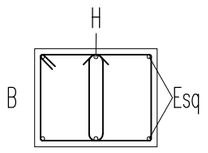
BET 40x30
L=2,80 lb=0,40 ls=1,06



Esq: 4ø12
B/H: 2x2ø12/ _
2estø8//0,10

Tipo 9/280 (x2)

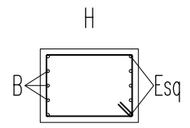
BET 40x50
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15

Tipo 10/280 (x1)

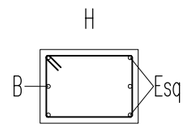
BET 30x40
L=2,80 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 11/280 (x1)

BET 30x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: 2x1ø16/ _
1estø8//0,15

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício
	Escalas: 1/50	Designação: Quadro de Pilares Cota 280	
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			

Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga

Desenho nº 11

Substitui nº

Substituido por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA 2,80

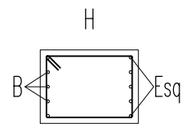
Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 249 BET 30x40 Tipo 1/280	Pilar 250 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 251 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 252 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 253 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 254 BET 30x40 Tipo 1/280	Pilar 255 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 256 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 257 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 258 BET 40x30 Tipo 4/280
Pilar 259 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 260 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 271 BET 40x30 Tipo 6/280	Pilar 272 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 274 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 285 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 286 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 287 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 293 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 294 BET 40x50 Tipo 9/280
Pilar 295 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 296 BET 40x30 Tipo 4/280	Pilar 297 BET 40x50 Tipo 9/280	Pilar 298 BET 40x30 Tipo 8/280	Pilar 301 BET 30x40 Tipo 10/280	Pilar 302 BET 40x40 Tipo 2/280	Pilar 303 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 304 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 305 BET 30x40 Tipo 3/280	Pilar 306 BET 30x40 Tipo 11/280

TIPOS DE PILARES DA COTA 2,80

Tipo 1/280 (x2)

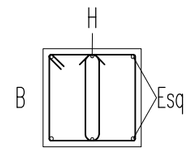
BET 30x40
L=2,80 lb=0,40 ls=1,06



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 2/280 (x5)

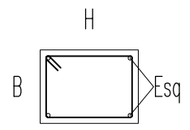
BET 40x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 3/280 (x6)

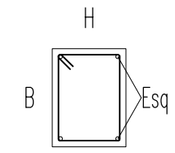
BET 30x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
_
1estø8//0,15

Tipo 4/280 (x9)

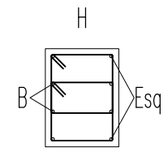
BET 40x30
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
_
1estø8//0,15

Tipo 6/280 (x1)

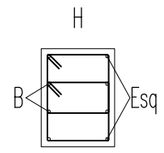
BET 40x30
L=2,80 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x2ø12/ _
2estø8//0,10

Tipo 8/280 (x3)

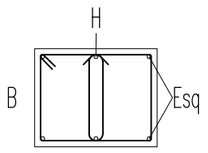
BET 40x30
L=2,80 lb=0,40 ls=1,06



Esq: 4ø12
B/H: 2x2ø12/ _
2estø8//0,10

Tipo 9/280 (x2)

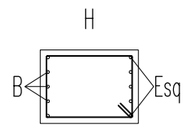
BET 40x50
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15

Tipo 10/280 (x1)

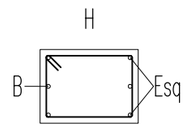
BET 30x40
L=2,80 lb=0,40 ls=0,56



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 11/280 (x1)

BET 30x40
L=2,80 lb=0,53 ls=1,06



Esq: 4ø16
B/H: 2x1ø16/ _
1estø8//0,15

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Quadro de Pilares Cota 280		Desenho nº 11
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

QUADRO DE PILARES DA COTA 8,40

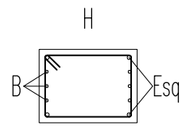
Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 421 BET 30x40 Tipo 1/840	Pilar 422 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 423 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 424 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 425 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 426 BET 30x40 Tipo 3/840	Pilar 427 BET 30x30 Tipo 4/840	Pilar 428 BET 40x40 Tipo 5/840	Pilar 429 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 430 BET 30x30 Tipo 2/840
Pilar 431 BET 30x30 Tipo 6/840	Pilar 432 BET 30x30 Tipo 4/840	Pilar 443 BET 30x30 Tipo 8/840	Pilar 444 BET 40x40 Tipo 9/840	Pilar 446 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 464 BET 40x50 Tipo 10/840	Pilar 465 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 466 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 467 BET 40x50 Tipo 10/840	Pilar 468 BET 30x30 Tipo 11/840
Pilar 471 BET 30x30 Tipo 11/840	Pilar 457 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 458 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 459 BET 30x30 Tipo 8/840	Pilar 463 BET 30x30 Tipo 8/840	Pilar 474 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 475 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 476 BET 30x30 Tipo 11/840	Pilar 472 BET 30x30 Tipo 2/840	Pilar 473 BET 30x30 Tipo 2/840

TIPOS DE PILARES DA COTA 8,40

Tipo 1/840 (x1)

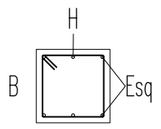
BET 30x40
L=2,80 lb=0,53 la=0,15



Esq: 4ø16
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 2/840 (x15)

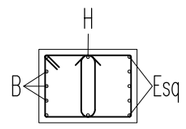
BET 30x30
L=2,80 lb=0,40 la=0,11



Esq: 4ø12
B/H: _ /2x1ø12
1estø8//0,10

Tipo 3/840 (x1)

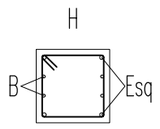
BET 30x40
L=2,80 lb=0,40 la=0,11



Esq: 4ø12
B/H: 2x3ø12/2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 4/840 (x2)

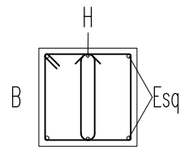
BET 30x30
L=2,80 lb=0,53 la=0,15



Esq: 4ø16
B/H: 2x2ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 5/840 (x1)

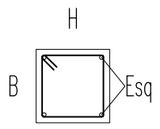
BET 40x40
L=2,80 lb=0,53 la=0,15



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 6/840 (x1)

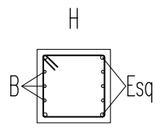
BET 30x30
L=2,80 lb=0,53 la=0,15



Esq: 4ø16
_
1estø8//0,15

Tipo 8/840 (x3)

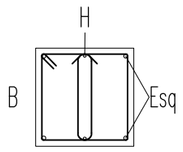
BET 30x30
L=2,80 lb=0,53 la=0,15



Esq: 4ø16
B/H: 2x3ø12/ _
1estø8//0,10

Tipo 9/840 (x1)

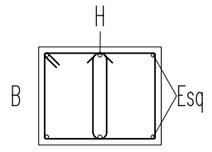
BET 40x40
L=2,80 lb=0,53 la=0,19



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø12
1+1estø8//0,10

Tipo 10/840 (x2)

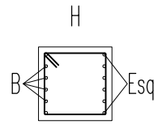
BET 40x50
L=2,80 lb=0,53 la=0,19



Esq: 4ø16
B/H: _ /2x1ø16
1+1estø8//0,15

Tipo 11/840 (x3)

BET 30x30
L=2,80 lb=0,40 la=0,11



Esq: 4ø12
B/H: 2x4ø12/ _
1estø8//0,10

LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

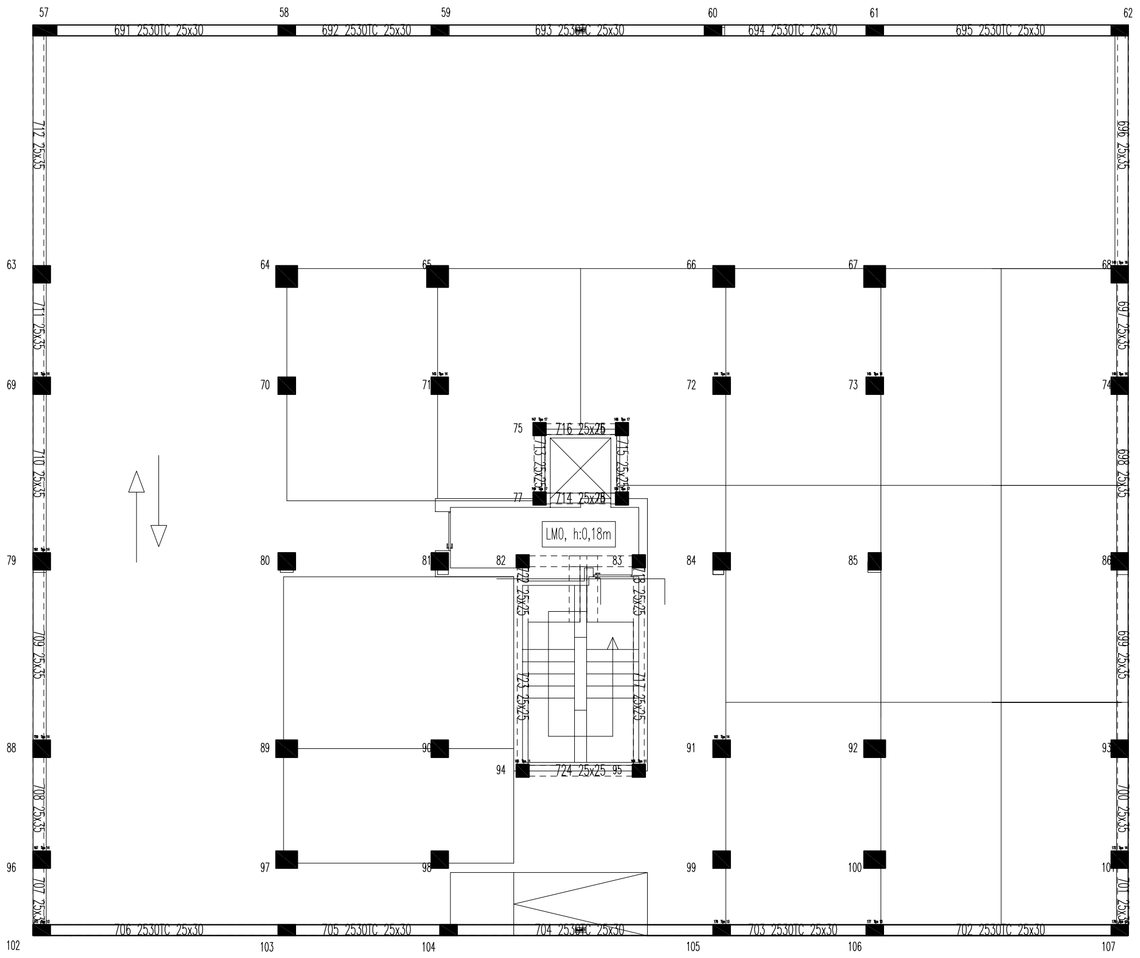
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTAS
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

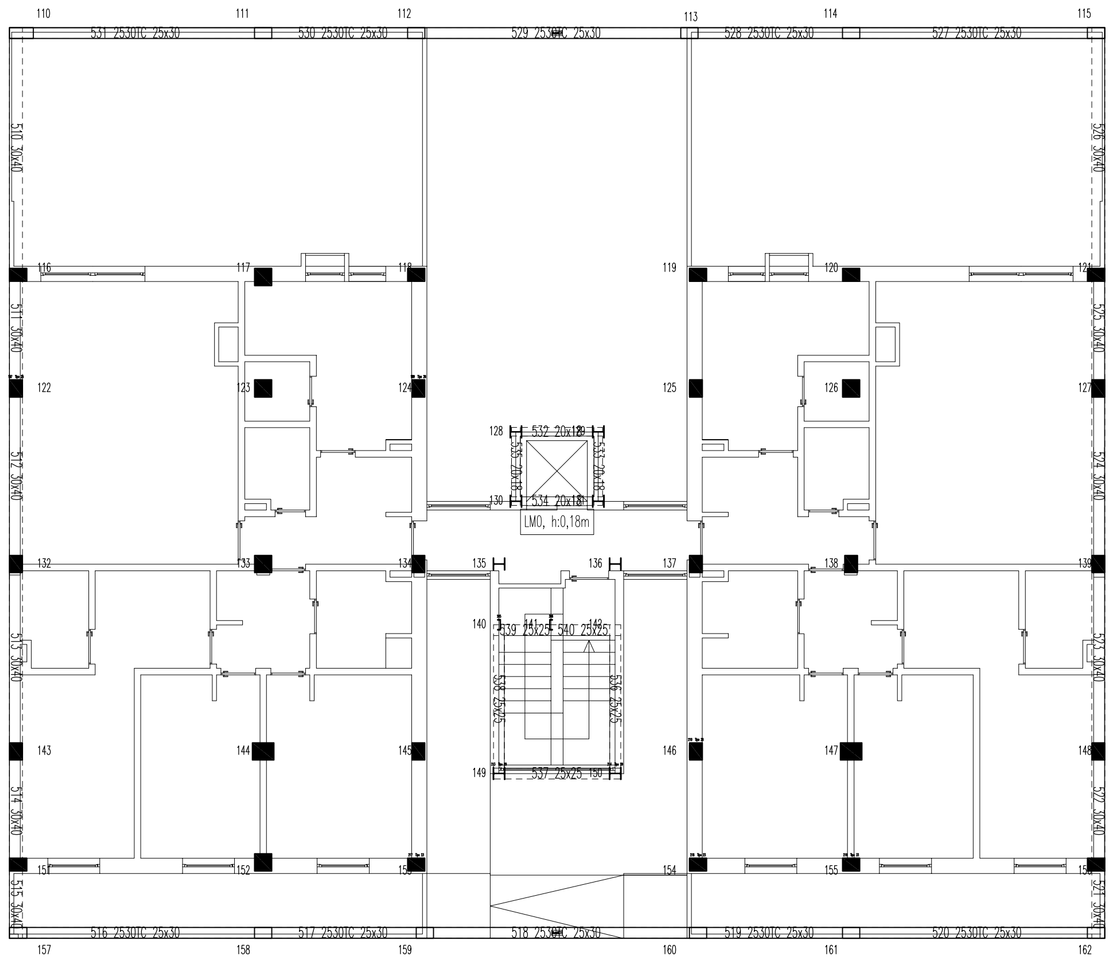
	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Quadro de Pilares Cota 840		Desenho nº 12
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

Plantas de Distribuição

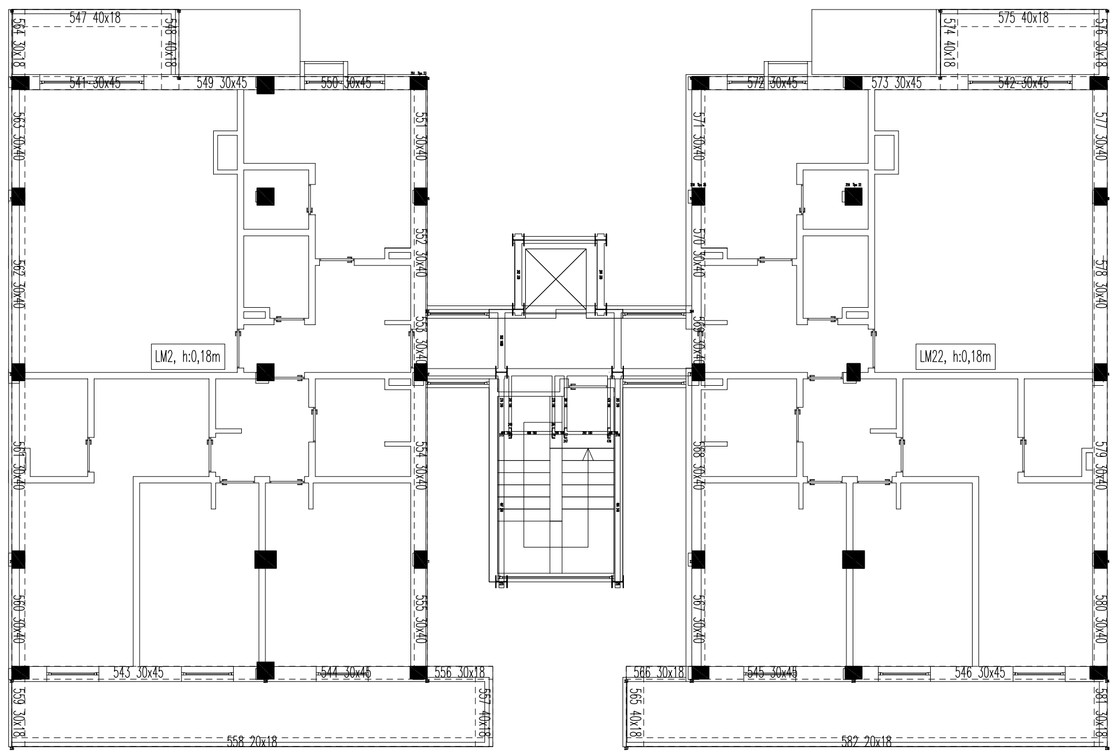
Cota −240



Cota 0



Cota 280



LEGENDA

Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS

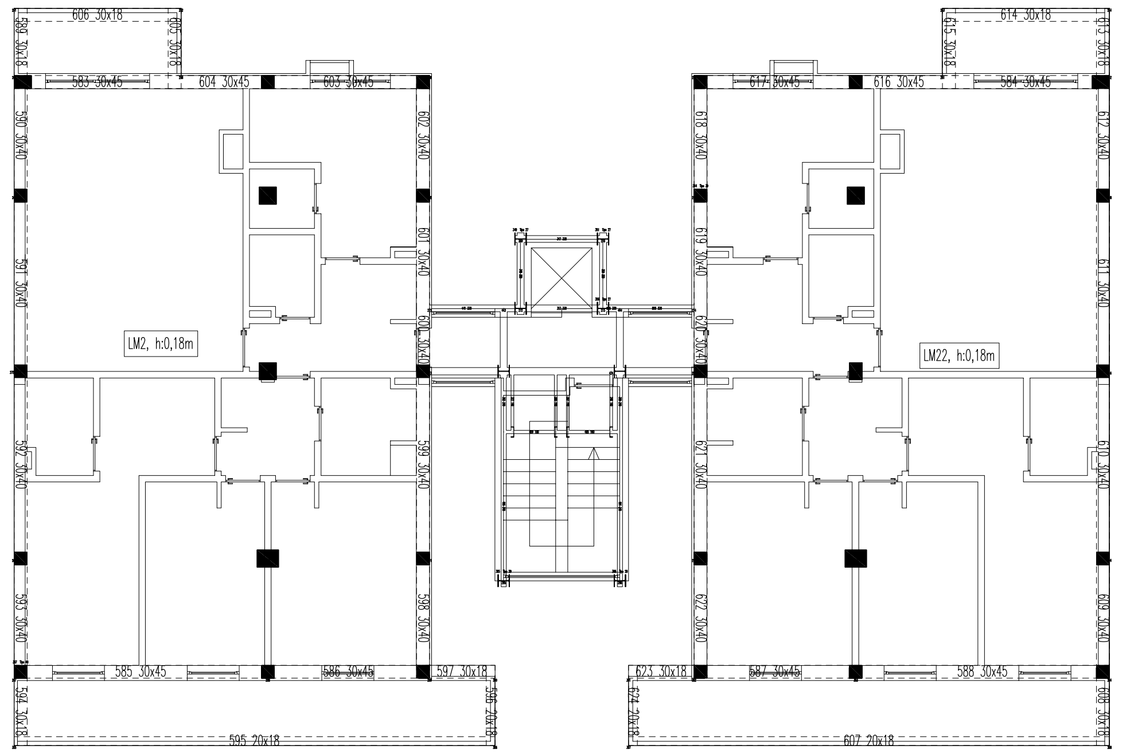
–Aços:
  Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
  Fundações
  Linteis de Fundação
  Muros de Cave
  Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
  Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
  400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
  Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
  Muros de Cave 5,0 cm
  Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

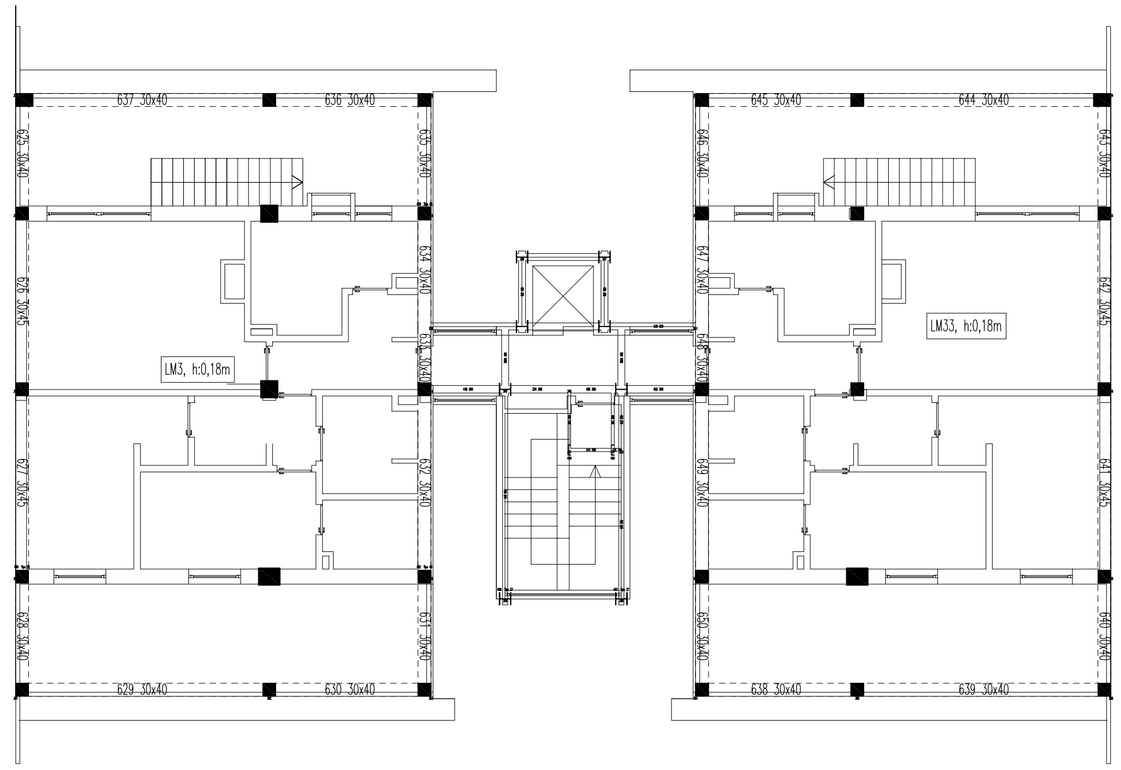
	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/100	Designação: Plantas de Distribuição Cotas −240, 0, 280 m		Desenho nº 13
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

Plantas de Distribuição

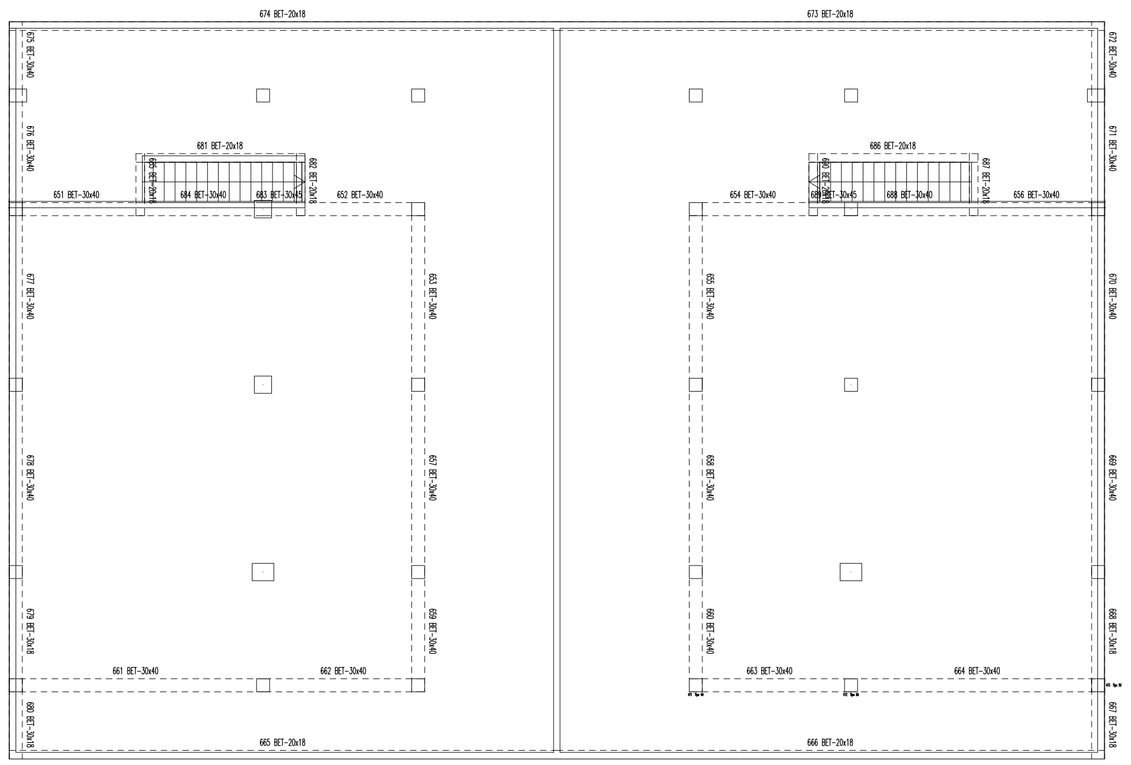
Cota 560



Cota 840



Cota 1120



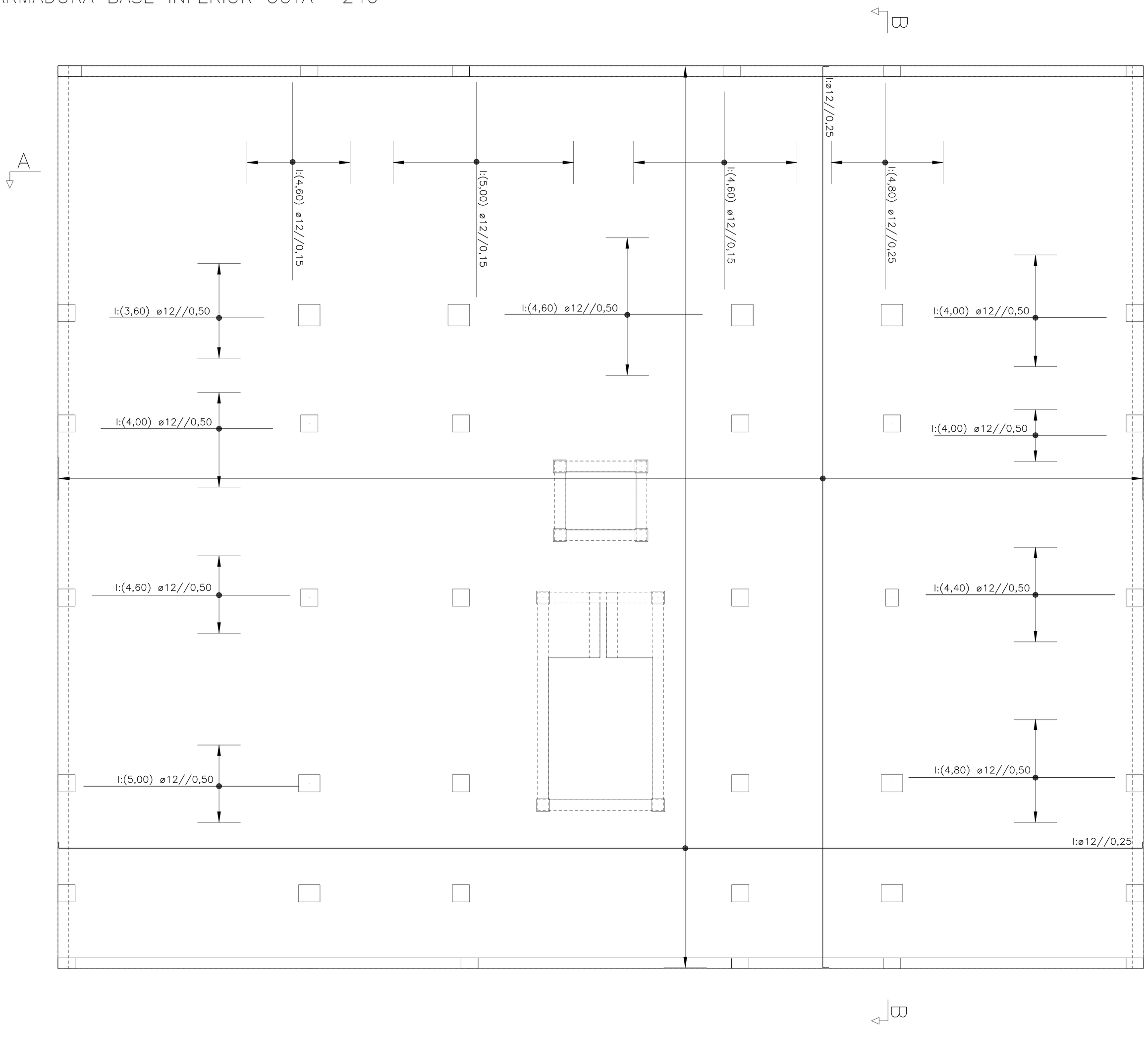
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

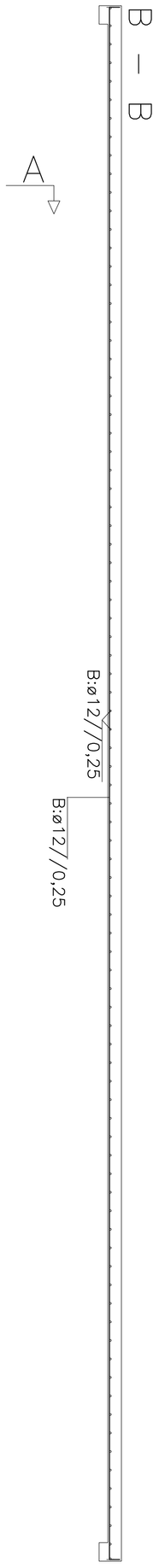
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
No implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

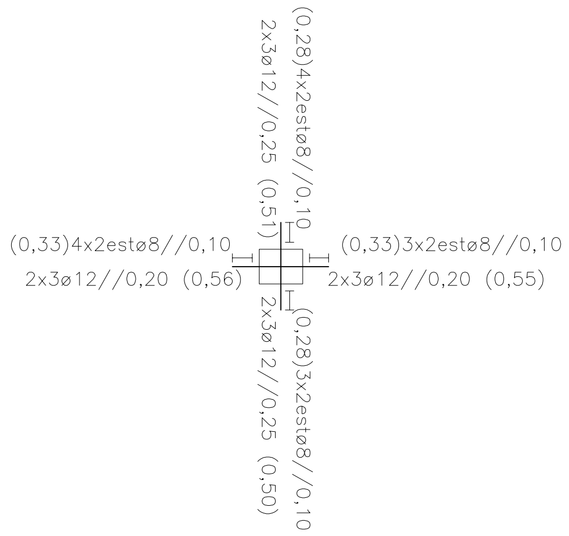
	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/100		Designação: Plantas de Distribuição Cotas 560, 840, 1120 m	Desenho nº 14
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA −240

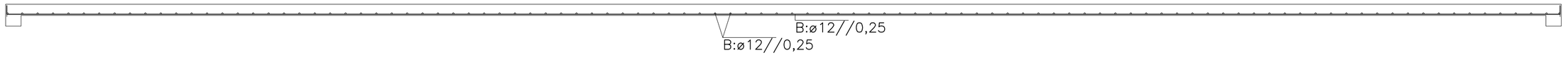




Armadura de Punçoamento



A − A



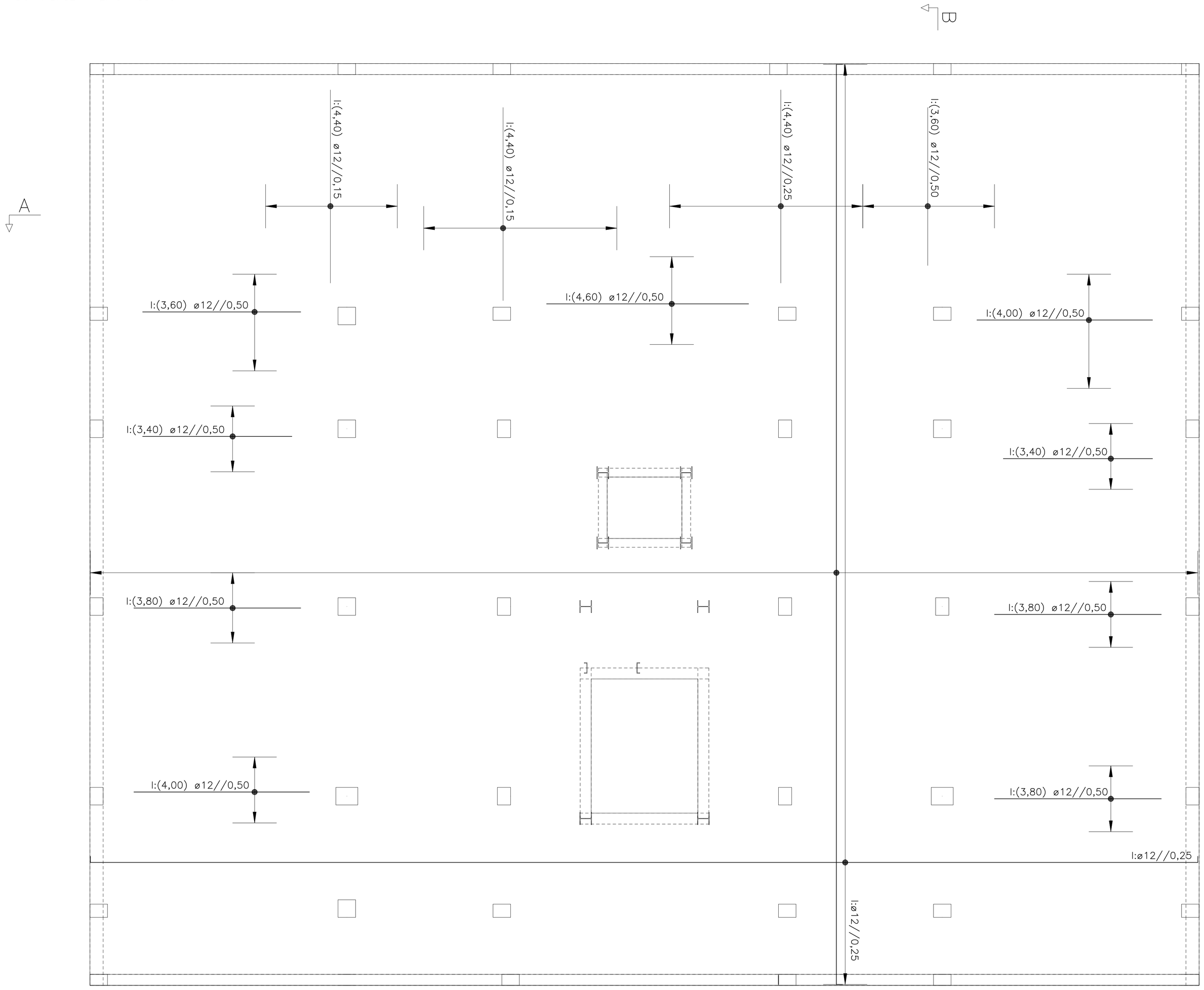
LEGENDA
Si − Sapata i
Pi − Pilar i
Lfi − Lintel de Fundação i
i − Viga e Viga de Laje i

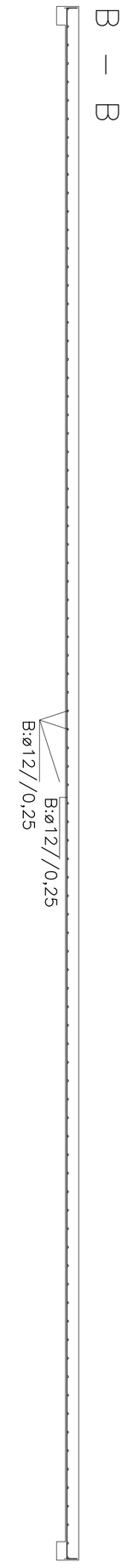
MATERIAIS
−Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
−Aço Estrutural: S 275
−Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
−Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
−Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever−se−à ter em conta os elementos arquitectónicos.

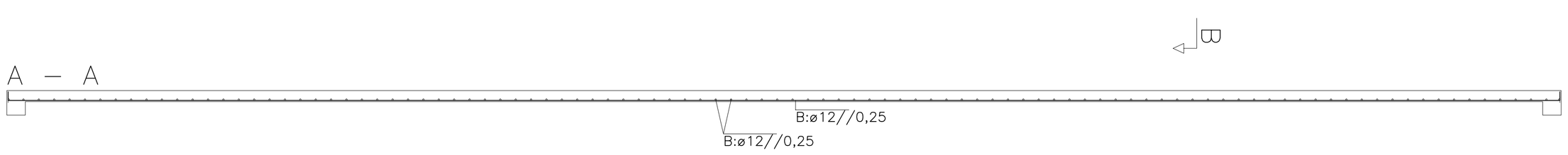
	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 240		Desenho nº 15
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 0





Armadura de Punçoamento



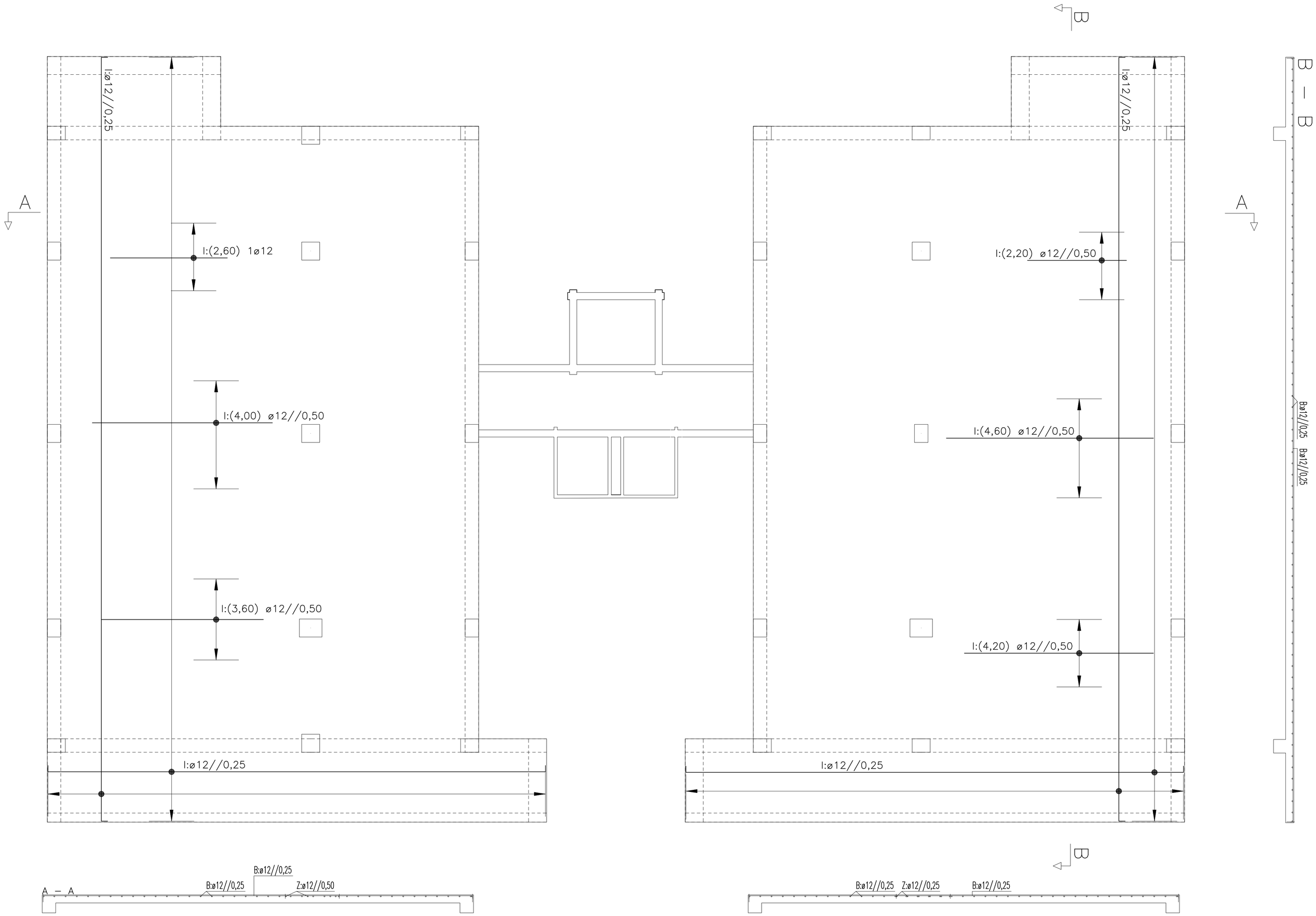
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

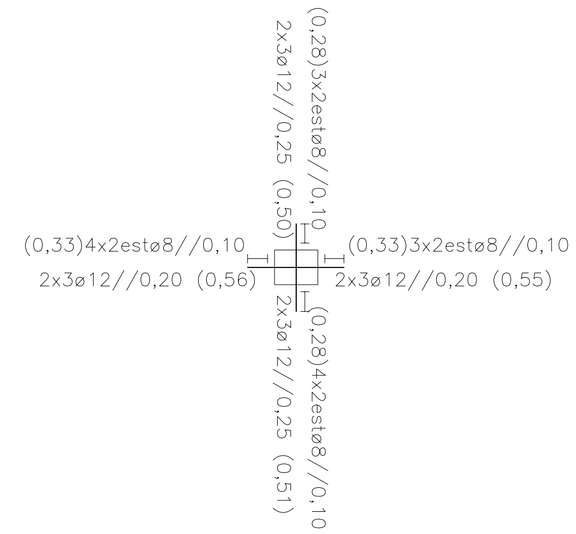
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
No implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 0		Desenho nº 16
	DEPARTAMENTO ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 280



Armadura de Punçoamento



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

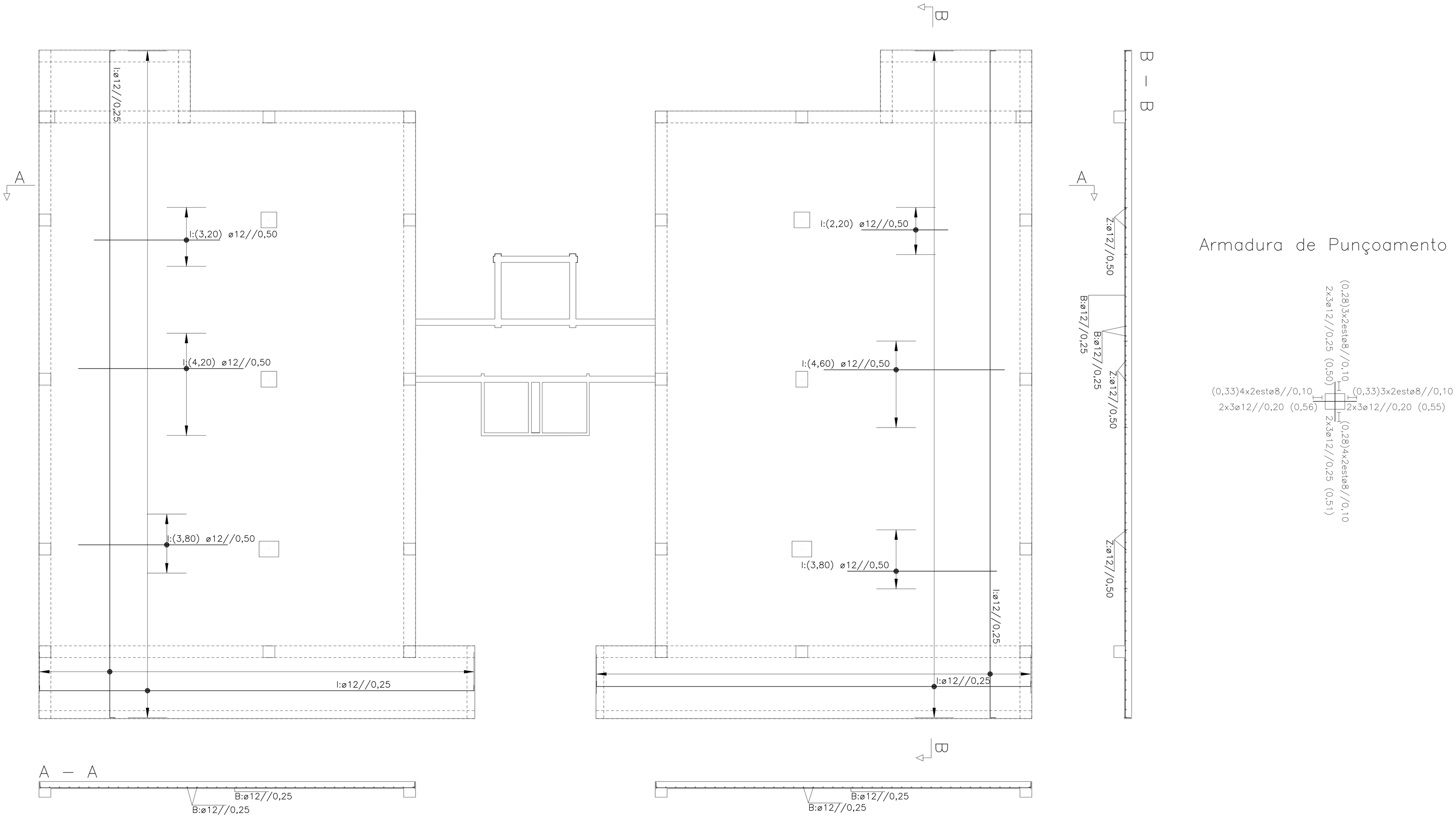
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–á ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50		Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 280	Desenho nº 17
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituído por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE:REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 560



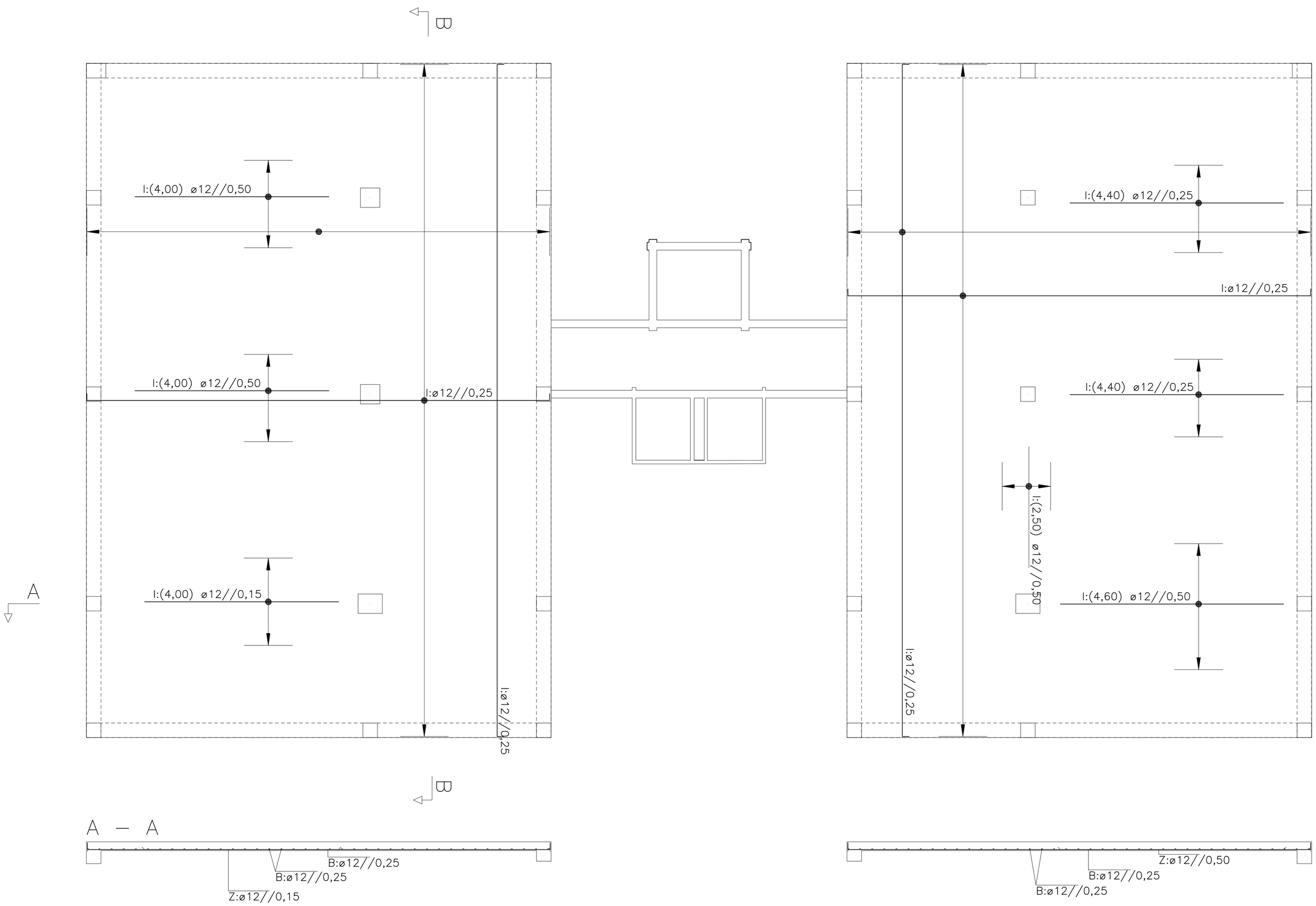
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

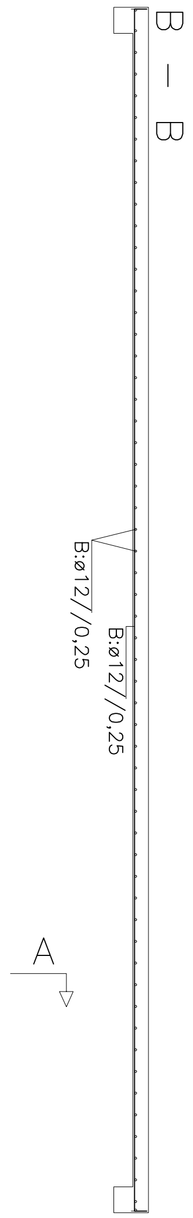
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

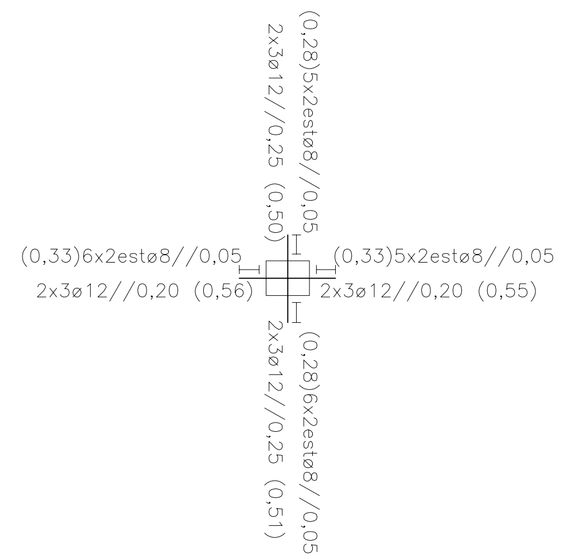
	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 560		Desenho nº 18
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
				Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE:REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 840





Armadura de Punçoamento



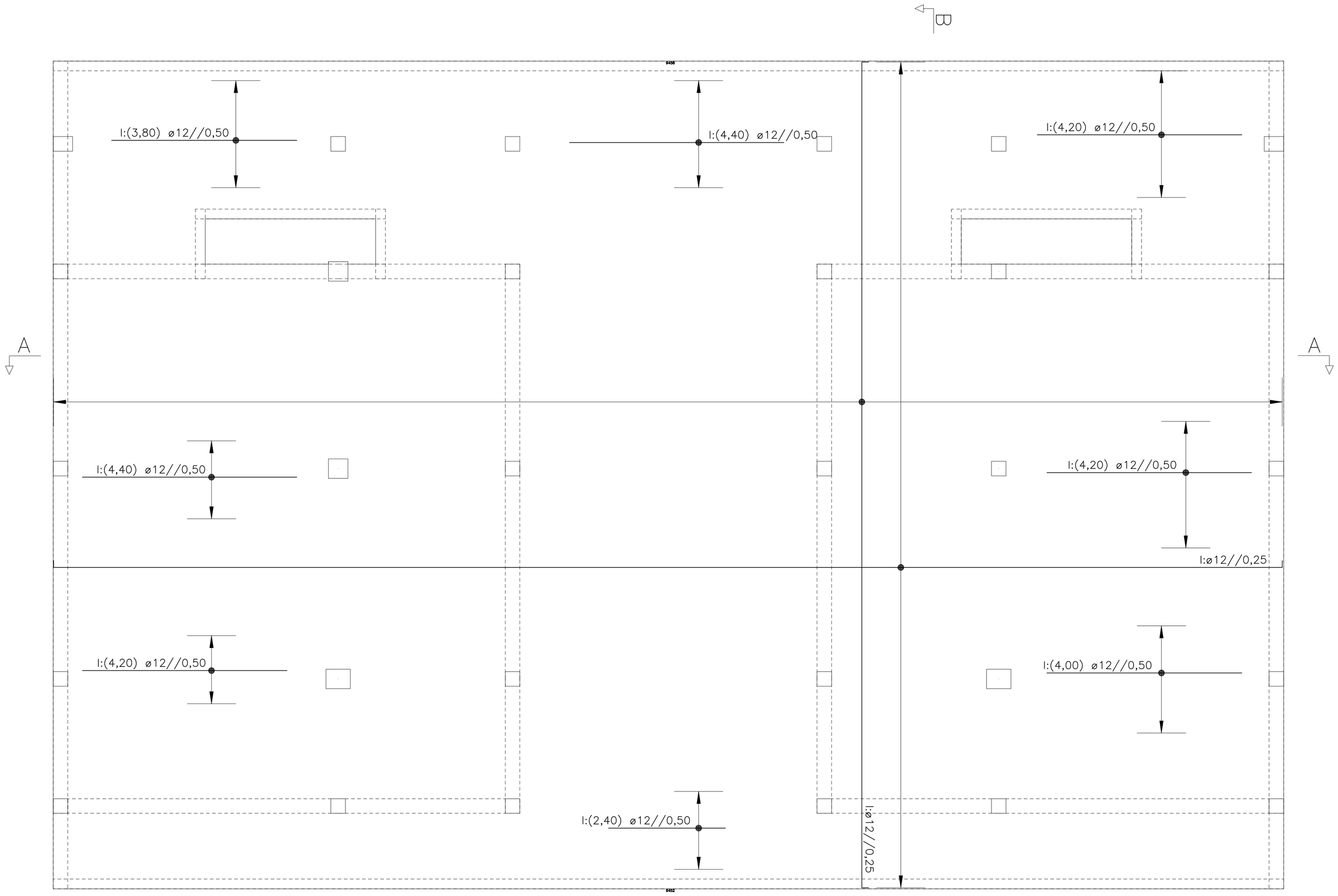
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

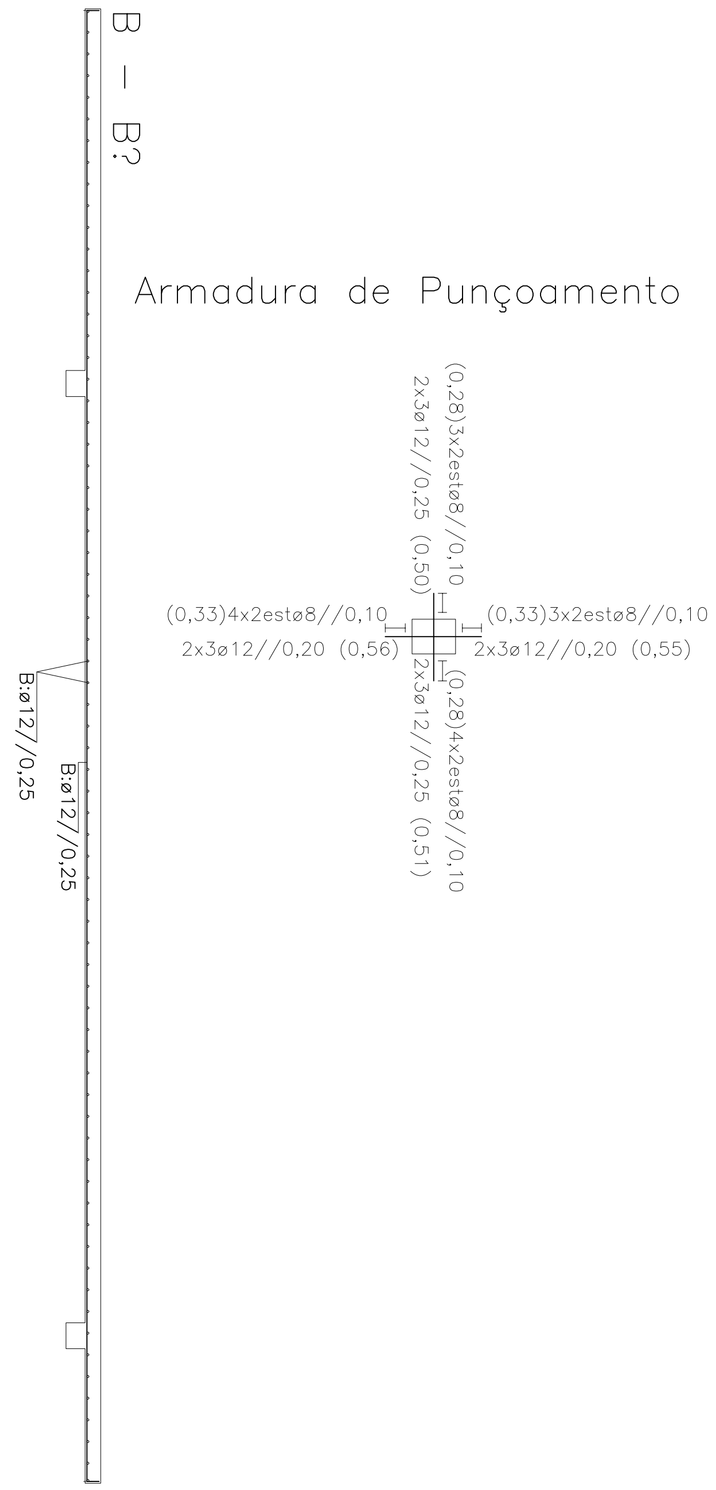
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

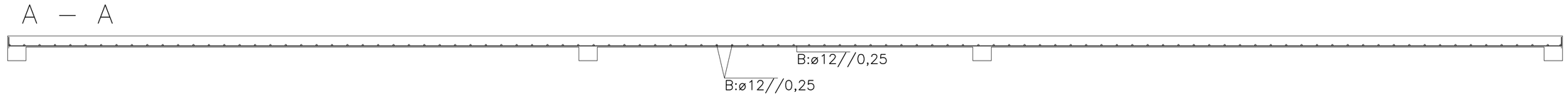
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 840		Desenho nº 19
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 1120







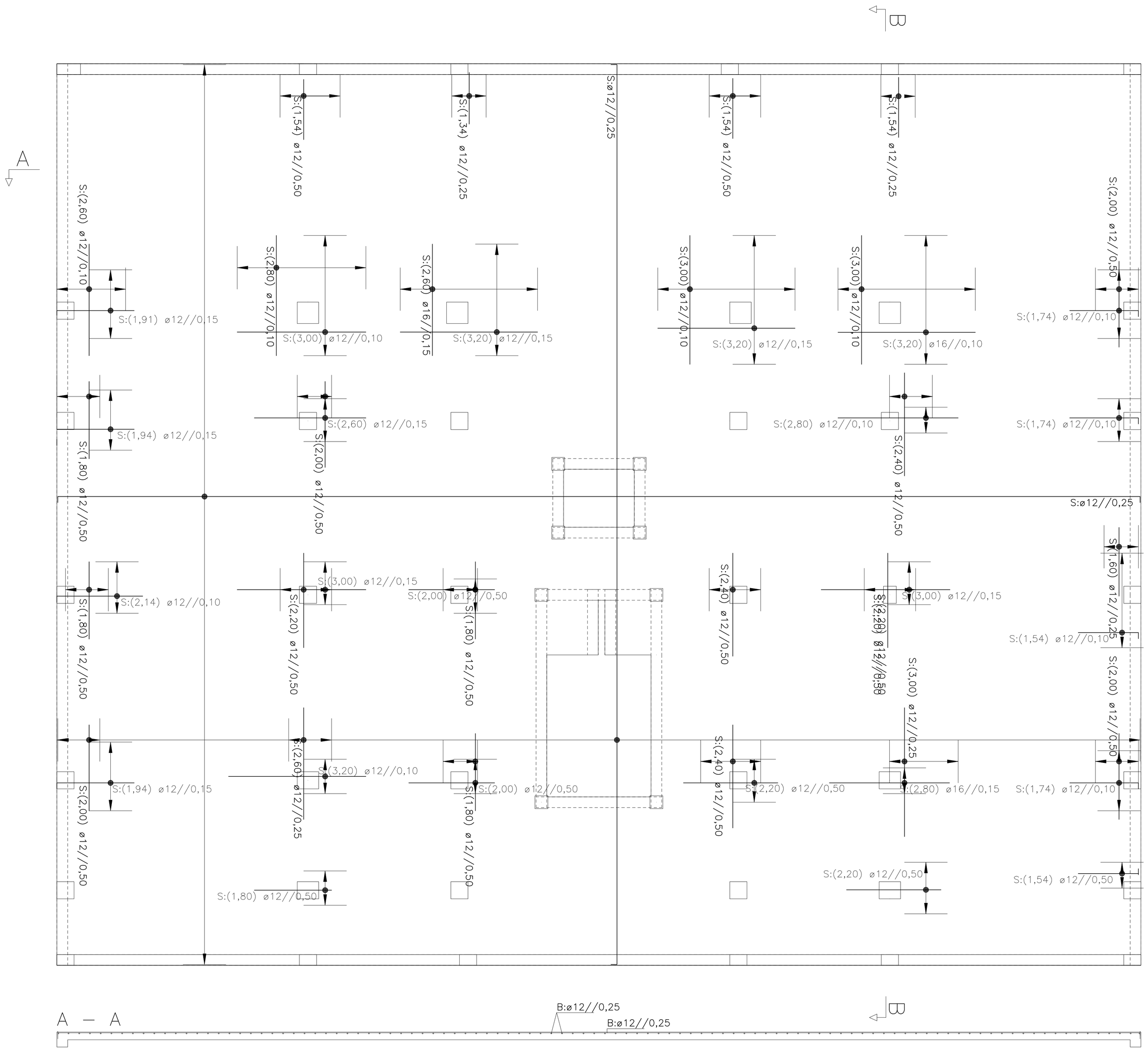
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 1120		Desenho nº 20
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA −240



LEGENDA
Si − Sapata i
Pi − Pilar i
Lfi − Lintel de Fundação i
i − Viga e Viga de Laje i

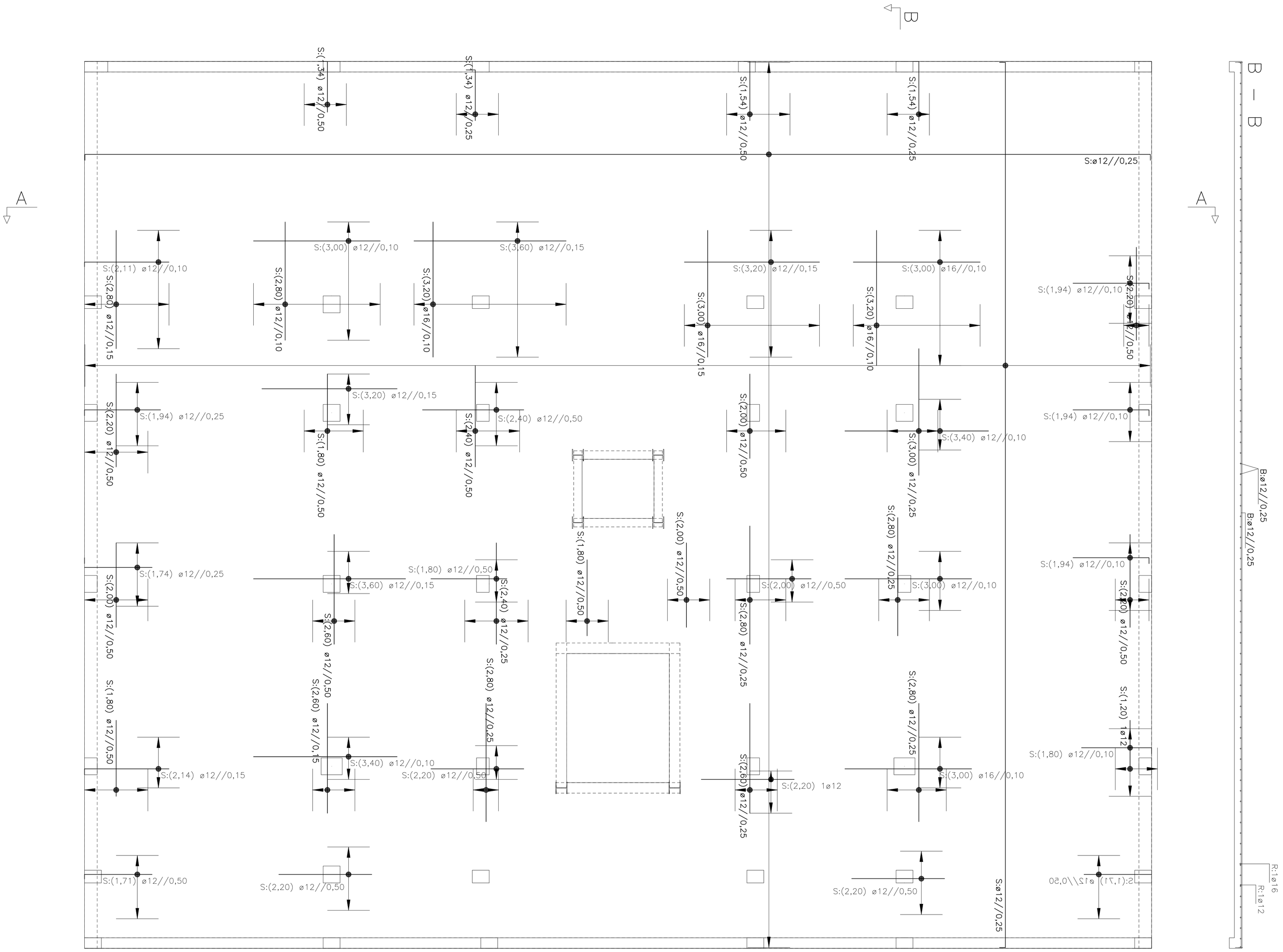
MATERIAIS
−Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
−Aço Estrutural: S 275
−Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
−Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
−Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever−se−à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Superior Cota −240		Desenho nº 21
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE:REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA 0



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

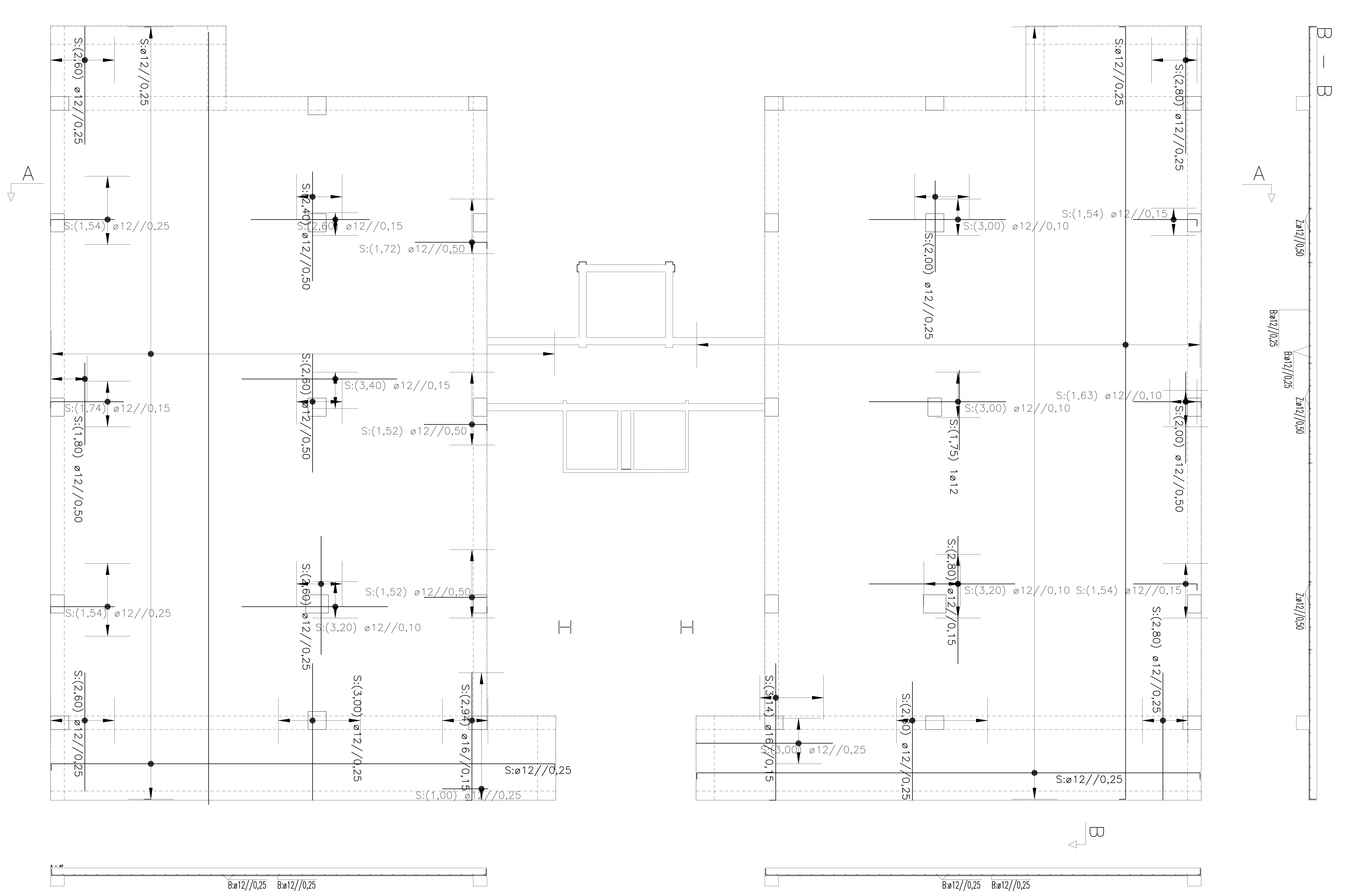
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Superior Cota 0		Desenho nº 22
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA 280



LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

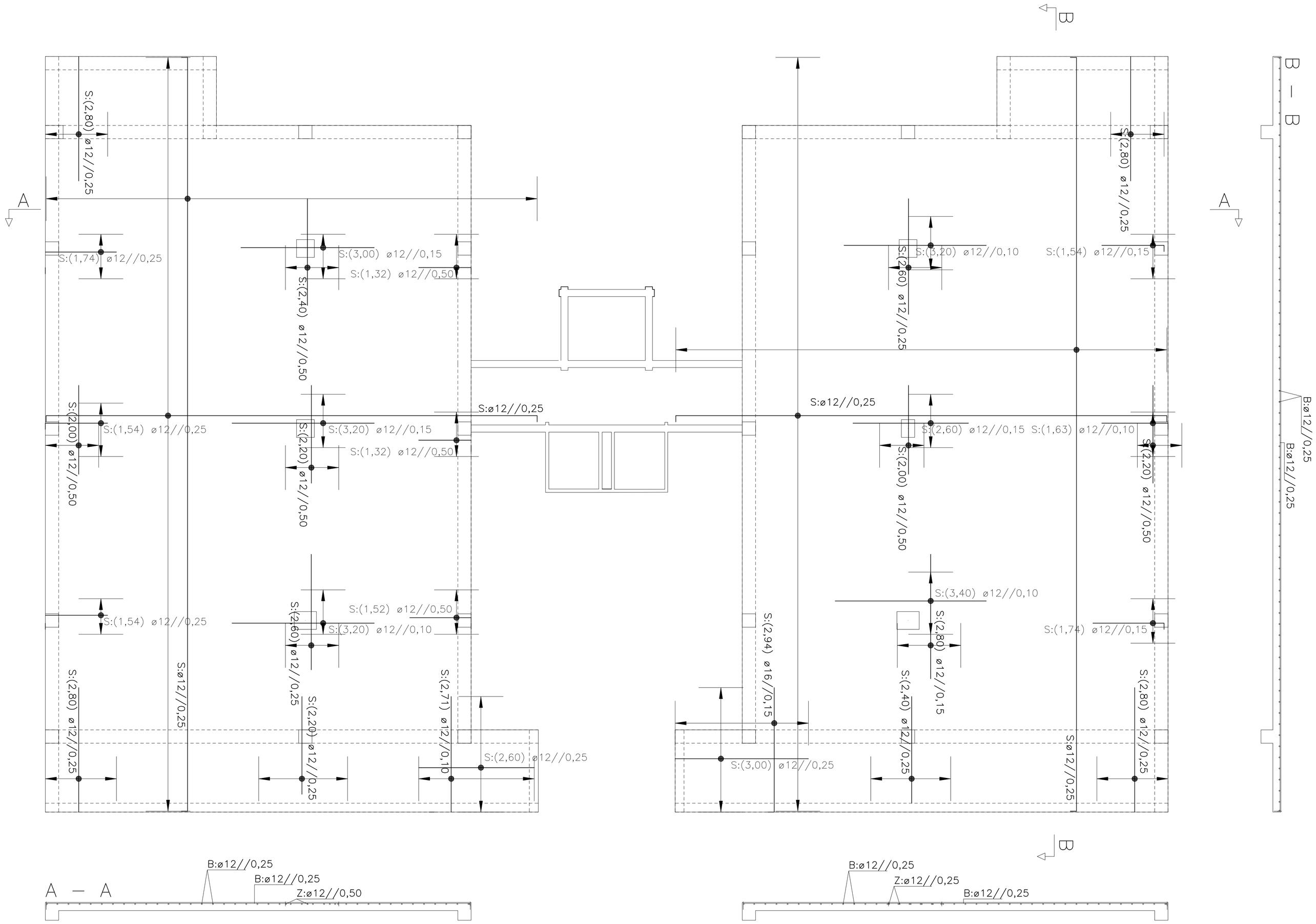
MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado
em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à
ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016
Arquivo: Tese
Finalidade:
Universidade da Beira Interior
Projeto de Estabilidade
de um Edifício
Entidade: Eng. Civil
Catarina Veiga
Escalas: 1/50
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA
Designação:
Armadura Superior
Cota 280
Desenho nº 23
Substitui nº
Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE:REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA 560



A — A

B — B

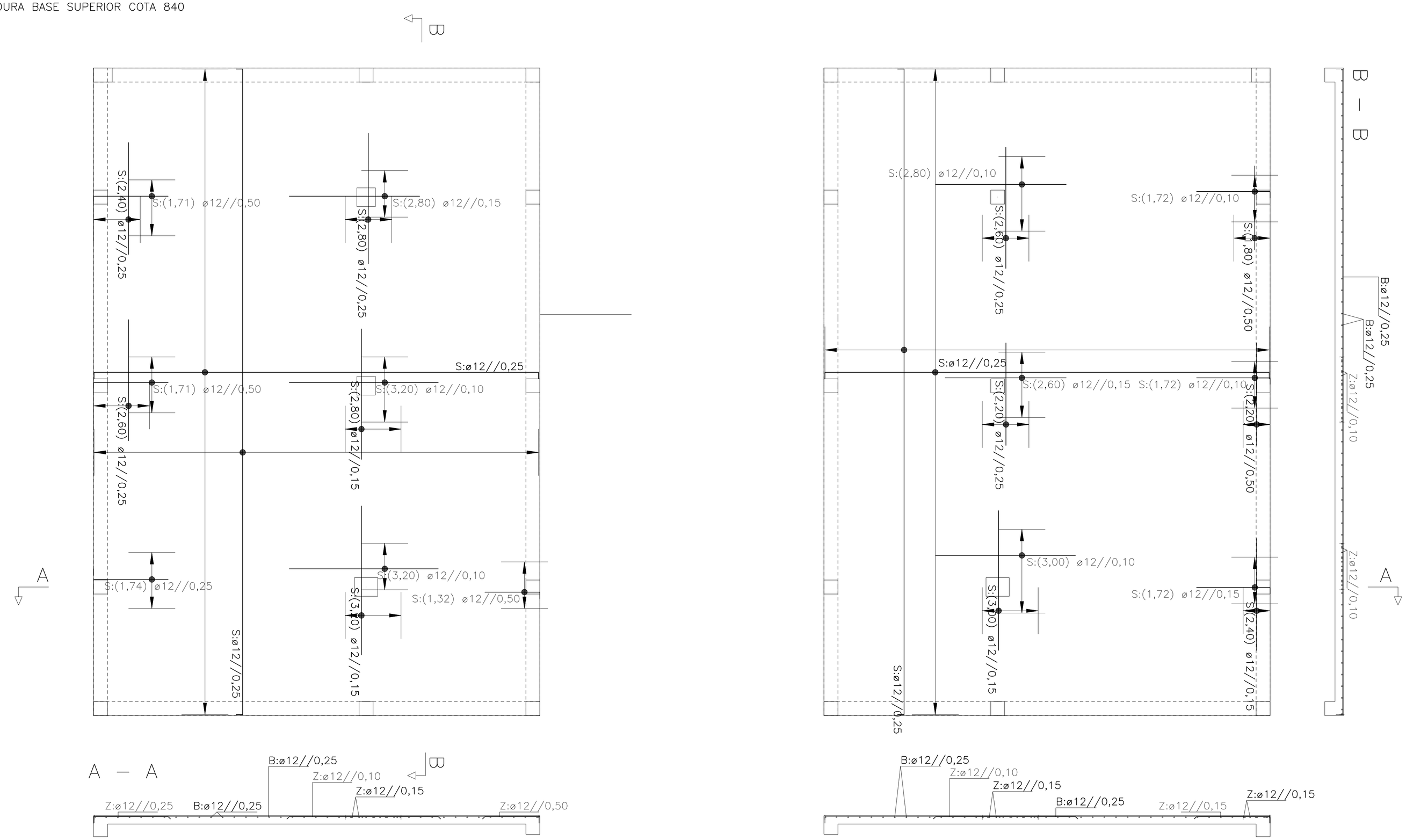
LEGENDA
SI — Sapata i
PI — Pilar i
LIi — Lintel de Fundação i
i — Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
—Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
—Aço Estrutural: S 275
—Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
—Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
—Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Superior Cota 560			Desenho nº 24
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA				Substitui nº Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE:REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA 840



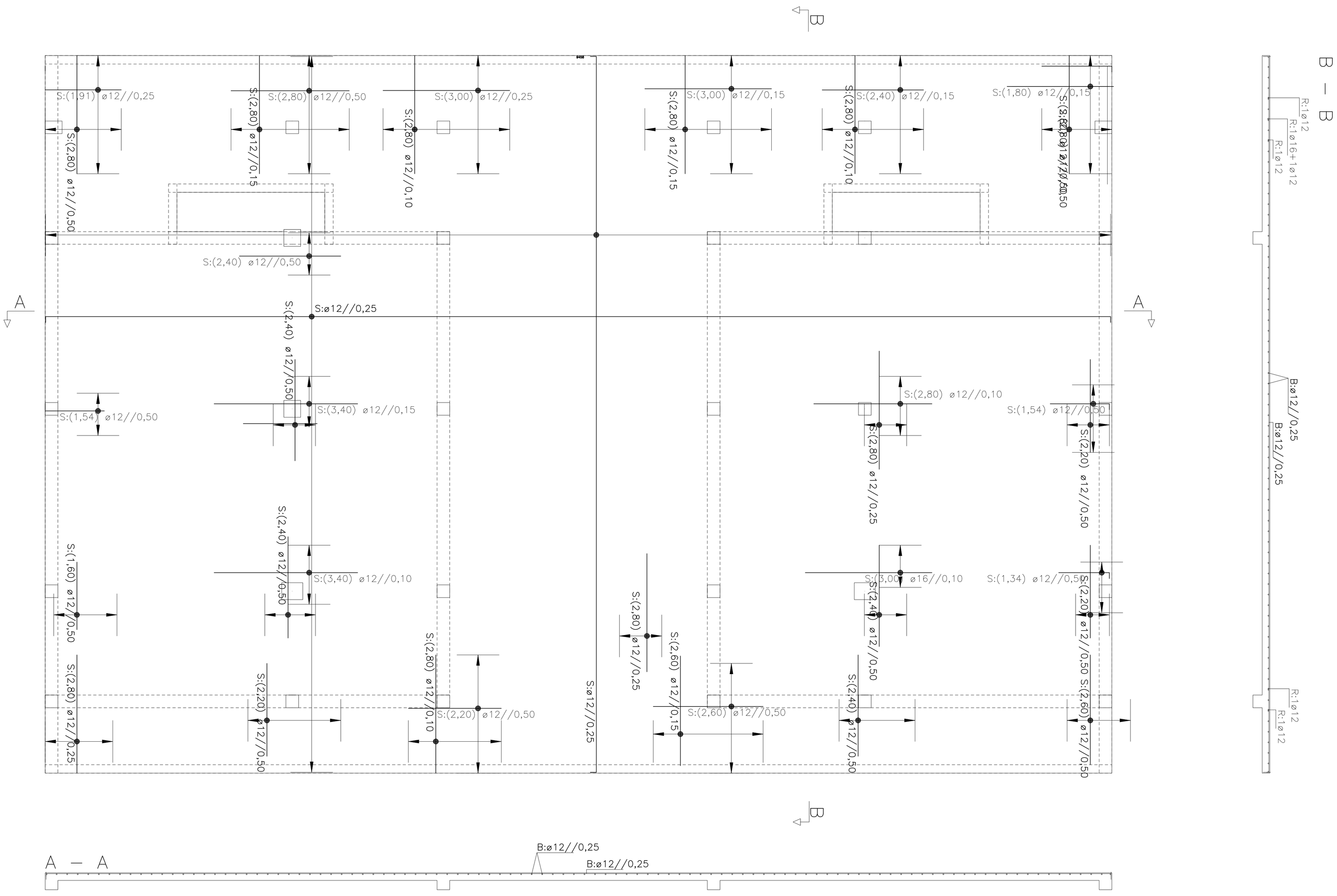
LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Superior Cota 840		Desenho nº 25
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA SUPERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE SUPERIOR COTA 1120



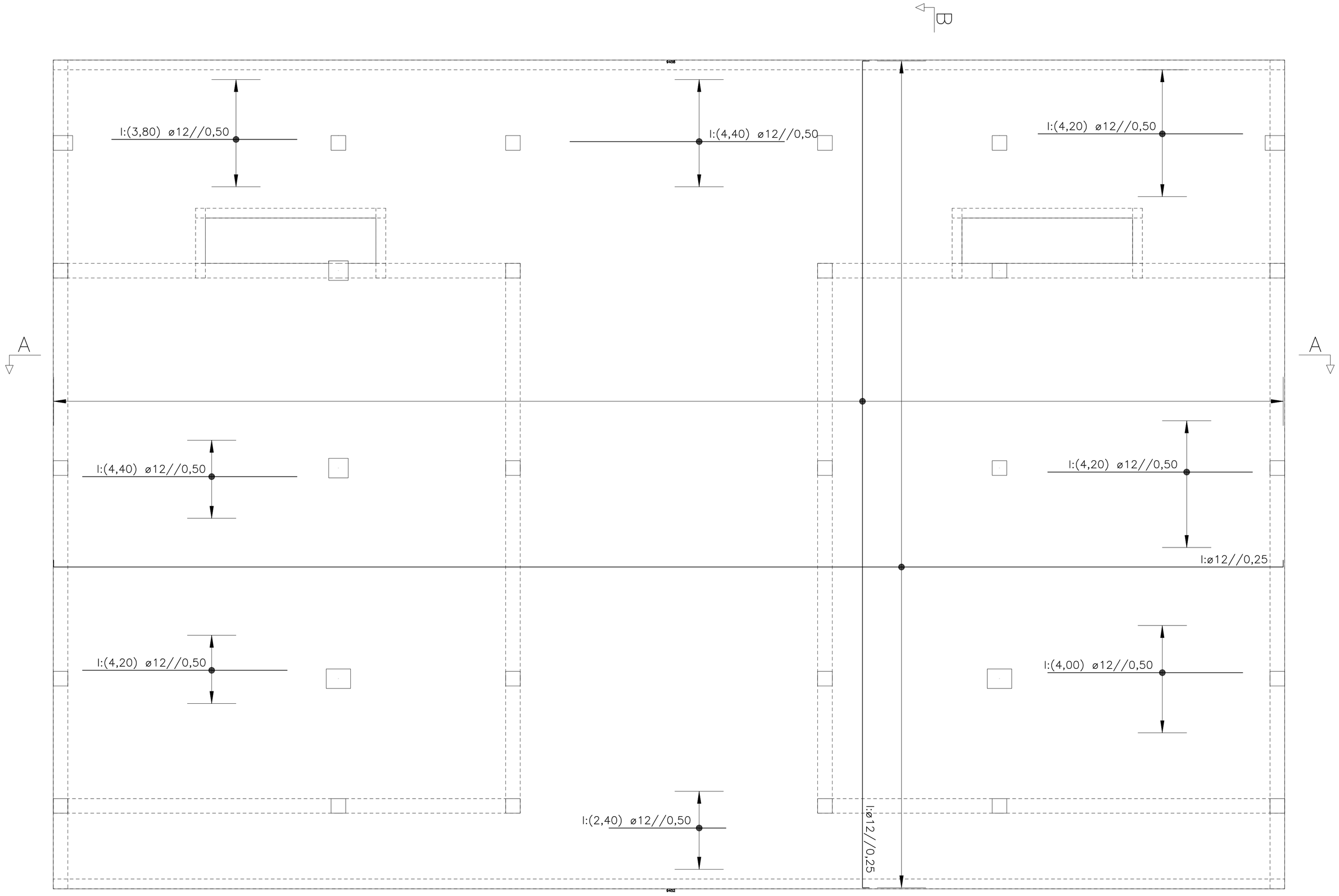
LEGENDA
SI — Sapata i
PI — Pilar i
LFI — Lintel de Fundação i
I — Viga e Viga de Laje i

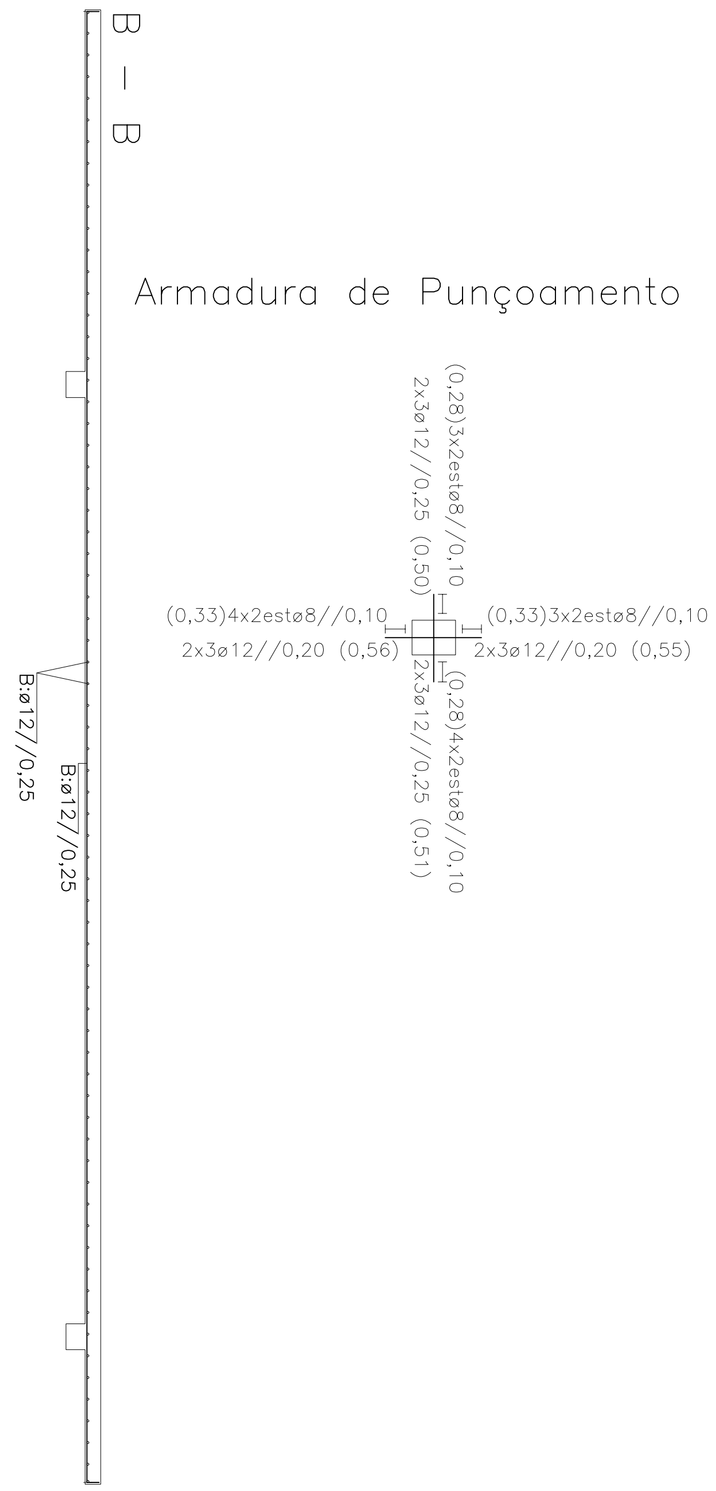
MATERIAIS
—Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
—Aço Estrutural: S 275
—Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
—Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
—Recobrimentos:
Pilares, Vigas, Lajes 2,5 cm
Muros de Cave 5,0 cm
Linteis de Fundação 5,0 cm

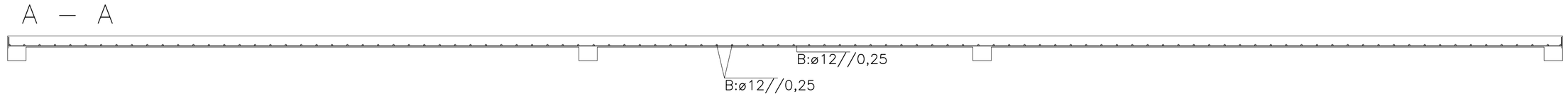
NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais deve-se-à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Superior Cota 1120		Desenho nº 26
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

ARMADURA INFERIOR EIXO(X) e EIXO(Y) DE: REFORÇOS
ARMADURA BASE INFERIOR COTA 1120







LEGENDA
Si – Sapata i
Pi – Pilar i
Lfi – Lintel de Fundação i
i – Viga e Viga de Laje i

MATERIAIS
–Aços:
Armaduras Ordinárias : A500NR
–Aço Estrutural: S 275
–Betão (C30/37):
Fundações
Linteis de Fundação
Muros de Cave
Pilares, Vigas, Lajes
–Argamassas
Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria:
400kg de areia /1000 l de cimento
–Recobrimentos:

Pilares, Vigas, Lajes	2,5 cm
Muros de Cave	5,0 cm
Linteis de Fundação	5,0 cm

NOTA:
A cota zero (0,00) está ao nível do piso Zero.
Na implantação dos elementos estruturais dever–se–à ter em conta os elementos arquitectónicos.

Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
Escalas: 1/50	Designação: Armadura Inferior Armadura de Punçoamento Cota 1120		Desenho nº 20
DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL ARQUITECTURA			Substitui nº
			Substituido por nº

HEA 280

1) Verificação da resistência ao esforço Axial

$\frac{NEd}{Nc,Rd}$ ≤ 1 Nc,Rd = Npl,Rd = 2286,55 kN

0,10658 ≤ 1 Verifica

2) Verificação da resistência ao Esforço Transverso

$\frac{VEd}{Vc,Rd}$ ≤ 1 Av = A-2btf+(tw+2r)tf = 0,003178 m2

Vc,Rd = Vpl,Rd = 431,1825 kN

0,034092 ≤ 1 Verifica

3) Verificação da resistência ao Momento Fletor

$\frac{MEd}{Mc,Rd}$ ≤ 1

y - y

Mc,Rd y = Mpl,Rd y = 261,32 kNm

0,069264 ≤ 1 Verifica

z - z

Mc,Rd z = Mpl,Rd z = 121,7535 kNm

0,176586 ≤ 1 Verifica

2.1) Verificação à encurvadura por Esforço Transverso

$\frac{hw}{tw}$ < 72*ε/η

24,5 < 72 Conclusão: Não é necessário verificar a encurvadura por esforço transverso.

η poderá ser considerado igual a 1,0 de forma conservativa

2.2) Interação Flexão - Esforço Tranverso

VEd < 0,5 Vpl,Rd

14,7 < 215,59125

Verifica Conclusão: Não é necessároo reduzir o momento resistente devido ao esforço transverso.

Combinação de Esforços

HEA 280

3) Flexão Composta 6.2.9.1

i. Para secções transversais das classes 1 e 2 (6.2.9.1(2))

MEd ≤ MN,Rd

ii. No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I ou H (6.2.9.1(4))

y - y NEd ≤ 0,25*Npl,Rd

243,7 ≤ 571,6375

Verifica

NEd ≤ 0,5*hw*tw*tf/γM0

243,7 ≤ 184,24

Não Verifica

Conclusão: O fato de uma condição não verificar significa que é necessário ter em conta on efeito do esforço normal do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y.

z -z NEd ≤ hw*tw*tf/γM0

243,7 ≤ 368,48

Verifica

Conclusão: Não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico.

iii. Cálculo de MN,y,Rd (6.2.9.1(5))

MN,y,Rd = Mpl,y,Rd (1-n)/(1-0,5a) mas MN,y,Rd ≤ Mpl,y,Rd

n = NEd/Npl,rd
a = (A-2btf)/A mas a ≤ 0,5

n = 0,106579782
a = 0,278520041 ≤ 0,5 OK

Condição: n<=a

n ≤ a :

MN,z,Rd = Mpl,z,Rd

MN,z,Rd = 121,7535 kNm

n > a :

MN,z,Rd = Mpl,z,Rd * [1-(n-a/1-a)^2]

Verificação :

MEd ≤ MN,Rd
21,5 ≤ 121,7535

Verifica

Conclusão: O perfil verifica á Flexão Composta

4) Flexão Desviada 6.2.9.1

(6) No caso de flexão desviada, poderá adoptar-se o seguinte critério

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Para secções I ou H :

β = 5n mas β ≥ 1 -0,532899 ≥ 1 KO
β = 1
n = Ned/Npl,Rd = -0,10658
α = 2

Verificação 0,181384 ≤ 1

Verifica

5) Flexão Composta com Esforço Tranverso (6.2.10 (2) ou (3))

(2) VEd ≤ 0,5 Vpl,Rd
14,7 ≤ 215,6

Verifica

Conclusão: Como o valor de cálculo do esforço tranverso atuante Ved não excede os 50% do valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico Vpl,Rd, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes definidos em 6.2.9 para a flexão composta.

Resistência dos Elementos à Encurvadura

HEA 280

Elementos Uniformes Comprimidos (6.3.1)

1) Resistência à encurvadura (6.3.1.1)

$\frac{Ned}{Nb,Rd} \leq 1,0$

Para secções de classe 1,2 e 3

$Nb,Rd = \frac{\chi Afy}{\gamma M0}$

i) Carga critica de Euler - Ncr

L =	2,8	m	Le =	0,5	*	L	
Le =	1,4	m					
Ncr,y =	144554,46	kN	NEd/Ncry =	0,0016859	≤	0,004	OK
Ncr,z =	50366,706	kN	NEd/Ncry =	0,0048385	≤	0,004	KO

Conclusão: Como o valor de Ned/Ncrz não verifica o critério de ser inferior a 0,004 os efeitos da encurvadura não poderão ser ignorados

ii) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados à compressão axial

Para secções de classe 1,2 e 3

$\overline{\lambda_y} =$ 0,126

$\overline{\lambda_z} =$ 0,213

iii) Parâmetro ∅

h/b =	0,9642857	≤	1,2	
tf =	13	≤	100	mm

Curvas de encurvaduras em relação ao eixo para S235:

y - y → b

z - z → a

Fator de imperfeição:

α y-y = 0,34
α z-z = 0,21

Ø y-y = 0,50
Ø z-z = 0,52

iv) Fator de redução para o modo de encurvadura relevante (Flexão) - χ

χ y-y =	1,0263304	≤	1	KO	1
χ z-z =	0,9971338	≤	1	OK	0,9971338

v) Cálculo do Nb,Rd

Nb,Rd,y = 2286,55 kN

Nb,Rd,z = 2279,9963 kN

iv) Verificações

y -y	0,1065798	≤	1	OK
z - z	0,1068861	≤	1	OK

2) Esbelteza para a encurvadura por Flexão (6.3.1.3)

i) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados à flexão

Para secções de classe 1,2 e 3

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$

Lcr =	0,5	*	L	=	1,4	m	
iy =	0,12	m					
iz =	0,07	m					
λ_1 =	93,9						
$\bar{\lambda}$ y =	0,1257867						
$\bar{\lambda}$ z =	0,2130976						

Elementos uniformes em flexão (6.3.2)

1) Resistência à encurvadura

$\frac{MEd}{Mb,Rd} \leq 1$

i) Curvas de encurvadura lateral -Caso geral

Mcr = Momento critico

Coeficientes determinantes para o cálculo do Mcr

C_1 = 1,77
C_3 = 1
$C_2 z_g$ = 0
k_z = 1
k_w = 1

Nota: Valores igual a 1, devido a na maioria dos casos práticos estas restriçoes são apenas parciais e concervativamente pode adoptar-se sempre este valor.

z_j = 0

Nota: Este parêtro traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y, sendo nulo em vigas/pilares de secção duplamente simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais

z_g = 0,135

Mcr z =	1437,4299	kNm	Mcr y =	2435,1776	kNm

$\overline{\lambda_{Ty}} =$ 0,3275827

$\overline{\lambda_{Tz}} =$ 0,4263762

h/b = 0,9642857 ≤ 2

secções em I laminadas - curva de encurvadura = a

α_{LT} = 0,21

Ø LT y-y = 0,5670514
Ø LT z-z = 0,6550818

χ y-y = 0,9709599
χ z-z = 0,8677466

- Mb,Rd :

Mb,Rd,y = 253,73123 kNm
Mb,Rd,z = 161,84862 kNm

- Verificação :

$\frac{MEd}{Mb,Rd} \leq 1$

y - y	0,0713353	≤	1	Verifica
z - z	0,1328402	≤	1	Verifica

Elementos uniformes em flexão composta com compressão (6.3.3)

1) cálculo dos fatores de interação kij para elementos não susceptíveis á deformação por torção (Anexo B - Método 2)

C_{my} e C_{mz} :

		Domínio de aplicação	Carga uniforme
ψ =	0	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4*\psi \geq 0,4$

Nota: Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a Cmy = 0,9 ou Cmz = 0,9.

C_{my} = 0,6
C_{mz} = 0,6

Fatores de interação k_{yy}, kyz, kzy, kzz para classes 1 e 2:

k_{yy} :
0,6046251 ≤ 0,5501542
0,9

k_{zz} :
0,6111822 ≤ 0,5099576
0,6

k_{yz} :
0,36

k_{zy} : pag 93
0,54 0

2) Os elementos solicitados à flexãocomposta com compressão deverão satizfazer as seguintes condições:

A $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y*}N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT}M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

B $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z*}N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Em que,	
γy e χz	ver 6.3.1
γLT	ver 6.3.2
$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ = 0	

ΔMy,Ed =	0
ΔMz,Ed =	0
γLT=	1

A :
-0,102612 ≤ 1
Verifica

B :
-0,036362 ≤ 1
Verifica

ou com k_{zy} = 0

B :
0,0010403 ≤ 1
Verifica

Conclusão: Pelas equações A e B verifica-se que o perlfil resiste à Flexão Composta com Compressão

IPE 240

1) Verificação da resistência ao esforço Axial

$\frac{NEd}{Nc,Rd}$ ≤ 1 Nc,Rd = Npl,Rd = 2286,55 kN

0,001312 ≤ 1 Verifica

2) Verificação da resistência ao Esforço Transverso

$\frac{VEd}{Vc,Rd}$ ≤ 1 Av = A-2btf+(tw+2r)tf = 0,003178 m2

Vc,Rd = Vpl,Rd = 431,1825 kN

0,10993 ≤ 1 Verifica

3) Verificação da resistência ao Momento Fletor

$\frac{MEd}{Mc,Rd}$ ≤ 1

y - y

Mc,Rd y = Mpl,Rd y = 261,32 kNm

0,138145 ≤ 1 Verifica

z - z

Mc,Rd z = Mpl,Rd z = 121,7535 kNm

0 ≤ 1 Verifica

2.1) Verificação à encurvadura por Esforço Transverso

$\frac{hw}{tw}$ < 72*ε/η

24,5 < 72

Conclusão: Não é necessário verificar a encurvadura por esforço transverso.

η poderá ser considerado igual a 1,0 de forma conservativa

2.2) Interação Flexão - Esforço Tranverso

VEd < 0,5 Vpl,Rd

47,4 < 215,591251

Verifica

Conclusão: Não é necessároo reduzir o momento resistente devido ao esforço transverso.

Combinação de Esforços

IPE 240

3) Flexão Composta 6.2.9.1

i. Para secções transversais das classes 1 e 2 (6.2.9.1(2))

MEd ≤ MN,Rd

ii. No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I ou H (6.2.9.1(4))

y - y

NEd ≤ 0,25*Npl,Rd

3 ≤ 571,6375

Verifica

NEd ≤ 0,5*hw*tw*tf/γM0

3 ≤ 184,24

Verifica

Conclusão: O fato de uma condição não verificar significa que é necessário ter em conta on efeito do esforço normal do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y.

z -z

NEd ≤ hw*tw*tf/γM0

3 ≤ 368,48

Verifica

Conclusão: Não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico.

iii. Cálculo de MN,y,Rd (6.2.9.1(5))

MN,y,Rd = Mpl,y,Rd (1-n)/(1-0,5a) mas MN,y,Rd ≤ Mpl,y,Rd

n = NEd/Npl,rd n = 0,00131202

a = (A-2btf)/A mas a ≤ 0,5 a = 0,278520041 ≤ 0,5 OK

Condição: n<=a

n ≤ a : n > a :

MN,z,Rd = Mpl,z,Rd MN,z,Rd = Mpl,z,Rd * [1-(n-a/1-a)^2]

MN,z,Rd = 121,7535 kNm

Verificação :

MEd ≤ MN,Rd

36,1 ≤ 121,7535

Verifica

Conclusão: O perfil verifica á Flexão Composta

4) Flexão Desviada 6.2.9.1

(6) No caso de flexão desviada, poderá adoptar-se o seguinte critério

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Para secções I ou H :

β = 5n mas $\beta \geq 1$ -0,00656 ≥ 1 KO

β = 1

n = Ned/Npl,Rd = -0,001312

α = 2

Verificação: 0,019084 ≤ 1

Verifica

5) Flexão Composta com Esforço Tranverso (6.2.10 (2) ou (3))

(2) VEd ≤ 0,5 Vpl,Rd

47,4 ≤ 215,6

Verifica

Conclusão: Como o valor de cálculo do esforço tranverso atuante Ved não excede os 50% do valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico Vpl,Rd, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes definidos em 6.2.9 para a flexão composta.

Resistência dos Elementos à Encurvadura

IPE 240

Elementos Uniformes Comprimidos (6.3.1)

1) Resistência à encurvadura (6.3.1.1)

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

Para secções de classe 1,2 e 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\gamma A f_y}{\gamma_{M0}}$$

i) Carga critica de Euler - Ncr

L =	2,8	m	Le =	0,5	*	L	
Le =	1,4	m					
Ncr,y =	144554,46	kN	NEd/Ncry =	2,075E-05	≤	0,004	OK
Ncr,z =	50366,706	kN	NEd/Ncry =	5,956E-05	≤	0,004	OK

Conclusão: Como o valor de Ned/Ncrz verifica o critério de ser inferior a 0,004 os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados

ii) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados à compressão axial

Para secções de classe 1,2 e 3

$\overline{\lambda_y} =$ 0,126

$\overline{\lambda_z} =$ 0,213

iii) Parâmetro ∅

h/b =	0,9642857	≤	1,2	
tf =	13	≤	100	mm

Curvas de encurvaduras em relação ao eixo para S235:

y - y → b

z - z → a

Fator de imperfeição:

α y-y =	0,34
α z-z =	0,21
Ø y-y =	0,50
Ø z-z =	0,52

iv) Fator de redução para o modo de encurvadura relevante (Flexão) - χ

χ y-y =	1,0263304	≤	1	KO	1
χ z-z =	0,9971338	≤	1	OK	0,9971338

v) Cálculo do Nb,Rd

Nb,Rd,y = 2286,55 kN

Nb,Rd,z = 2279,9963 kN

iv) Verificações

y -y	0,001312	≤	1	OK
z - z	0,0013158	≤	1	OK

2) Esbelteza para a encurvadura por Flexão (6.3.1.3)

i) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados à flexão

Para secções de classe 1,2 e 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$

Lcr =	0,5	*	L	=	1,4	m
iy =	0,12	m				
iz =	0,07	m				
λ_1 =	93,9					
$\bar{\lambda}$ y =	0,1257867					
$\bar{\lambda}$ z =	0,2130976					

Elementos uniformes em flexão (6.3.2)

1) Resistência à encurvadura

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

i) Curvas de encurvadura lateral -Caso geral

Mcr = Momento critico

Coeficientes determinantes para o cálculo do Mcr

C_1 =	1,77
C_3 =	1
$C_2 z_g$ =	0
k_z =	1
k_w =	1

Nota: Valores igual a 1, devido a na maioria dos casos práticos estas restriçoes são apenas parciais e concervativamente pode adoptar-se sempre este valor.

z_j = 0

Nota: Este parêtro traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y, sendo nulo em vigas/pilares de secção duplamente simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais

z_g = 0,135

Mcr z = 1437,4299 kNm Mcr y = 2435,1776 kNm

$\overline{\lambda_{Ty}} =$ 0,3275827

$\overline{\lambda_{Tz}} =$ 0,4263762

h/b = 0,9642857 ≤ 2

secções em I laminadas - curva de encurvadura = a

α_{LT} = 0,21

$Ø_{LT\,y\text{-}y}$ =	0,5670514
$Ø_{LT\,z\text{-}z}$ =	0,6550818
χ y-y =	0,9709599
χ z-z =	0,8677466

- Mb,Rd :

Mb,Rd,y =	253,73123	kNm
Mb,Rd,z =	161,84862	kNm

- Verificação :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

y - y	0,1422765	≤	1	Verifica
z - z	0	≤	1	Verifica

Elementos uniformes em flexão composta com compressão (6.3.3)

1) cálculo dos fatores de interação kij para elementos não susceptiveis á deformação por torção (Anexo B - Método 2)

C_{my} e C_{mz} :

Domínio de aplicação		carga uniforme
$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0{,}1\text{-}0{,}8\alpha \leq 0{,}4$
-0,9354839	0,686980609	0,848387097

Mh =	-24,8			M=	-36,1
Ms =	23,2				
α_s =	-0,935484	>	0		
ψ =	0,6869806	<	1		

C_{my} = 0,8483871

C_{mz} = 0,8483871

Fatores de interação k_{yy}, kyz, kzy, kzz para classes 1 e 2:

k_{yy} :

0,8484676 ≤ 0,9 0,847519461

k_{zz} :

0,8485817 ≤ 0,6 0,846819784

k_{yz} :

0,36

k_{zy} : pag 93

0,54 0

2) Os elementos solicitados à flexãocomposta com compressão deverão satizfazer as seguintes condições:

A $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

B $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Em que,	
χy e χz	ver 6.3.1
χLT	ver 6.3.2
$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ = 0	

ΔMy,Ed =	0
ΔMz,Ed =	0
χLT=	1

A :

0,123052 ≤ 1 Verifica

B :

0,075914 ≤ 1 Verifica

ou com k_{zy} = 0

B :

0,0013158 ≤ 1 Verifica

Conclusão: Pelas equações A e B verifica-se que o perlfil resiste à Flexão Composta com Compressão

IPE 360

1) Verificação da resistência ao esforço Axial

$\frac{NEd}{Nc,Rd}$ ≤ 1 Nc,Rd = Npl,Rd = 2286,55 kN

0,019112 ≤ 1 Verifica

2) Verificação da resistência ao Esforço Transverso

$\frac{VEd}{Vc,Rd}$ ≤ 1 Av = A-2btf+(tw+2r)tf = 0,003178 m2

Vc,Rd = Vpl,Rd = 431,1825 kN

0,065402 ≤ 1 Verifica

3) Verificação da resistência ao Momento Fletor

$\frac{MEd}{Mc,Rd}$ ≤ 1

y - y

Mc,Rd y = Mpl,Rd y = 261,32 kNm

0,08878 ≤ 1 Verifica

z - z

Mc,Rd z = Mpl,Rd z = 121,7535 kNm

0 ≤ 1 Verifica

2.1) Verificação à encurvadura por Esforço Transverso

$\frac{hw}{tw}$ < 72*ε/η

24,5 < 72

Conclusão: Não é necessário verificar a encurvadura por esforço transverso.

η poderá ser considerado igual a 1,0 de forma conservativa

2.2) Interação Flexão - Esforço Tranverso

VEd < 0,5 Vpl,Rd

28,2 < 215,591251

Verifica

Conclusão: Não é necessároo reduzir o momento resistente devido ao esforço transverso.

Combinação de Esforços

IPE 360

3) Flexão Composta 6.2.9.1

i. Para secções transversais das classes 1 e 2 (6.2.9.1(2))

MEd ≤ MN,Rd

ii. No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I ou H (6.2.9.1(4))

y - y

NEd ≤ 0,25*Npl,Rd

43,7 ≤ 571,6375

Verifica

NEd ≤ 0,5*hw*tw*tf/γM0

43,7 ≤ 184,24

Verifica

Conclusão: O fato de uma condição não verificar significa que é necessário ter em conta on efeito do esforço normal do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y.

z -z

NEd ≤ hw*tw*tf/γM0

43,7 ≤ 368,48

Verifica

Conclusão: Não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico.

iii. Cálculo de MN,y,Rd (6.2.9.1(5))

MN,y,Rd = Mpl,y,Rd (1-n)/(1-0,5a) mas MN,y,Rd ≤ Mpl,y,Rd

n = NEd/Npl,rd n = 0,019111762

a = (A-2btf)/A mas a ≤ 0,5 a = 0,278520041 ≤ 0,5 OK

Condição: n<=a

n ≤ a : n > a :

MN,z,Rd = Mpl,z,Rd MN,z,Rd = Mpl,z,Rd * [1-(n-a/1-a)^2]

MN,z,Rd = 121,7535 kNm

Verificação :

MEd ≤ MN,Rd

23,2 ≤ 121,7535

Verifica

Conclusão: O perfil verifica á Flexão Composta

4) Flexão Desviada 6.2.9.1

(6) No caso de flexão desviada, poderá adoptar-se o seguinte critério

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Para secções I ou H :

β = 5n mas β ≥ 1 -0,095559 ≥ 1 KO

β = 1

n = Ned/Npl,Rd = -0,019112

α = 2

Verificação: 0,007882 ≤ 1

Verifica

5) Flexão Composta com Esforço Tranverso (6.2.10 (2) ou (3))

(2) VEd ≤ 0,5 Vpl,Rd

28,2 ≤ 215,6

Verifica

Conclusão: Como o valor de cálculo do esforço tranverso atuante Ved não excede os 50% do valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico Vpl,Rd, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes definidos em 6.2.9 para a flexão composta.

Resistência dos Elementos à Encurvadura

IPE 360

Elementos Uniformes Comprimidos (6.3.1)

1) Resistência à encurvadura (6.3.1.1)

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

Para secções de classe 1,2 e 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M0}}$$

i) Carga critica de Euler - Ncr

L =	2,8	m	Le =	0,5	*	L	
Le =	1,4	m					
Ncr,y =	144554,5	kN	NEd/Ncry =	0,000302	≤	0,004	OK
Ncr,z =	50366,71	kN	NEd/Ncry =	0,000868	≤	0,004	OK

Conclusão: Como o valor de Ned/Ncrz verifica o critério de ser inferior a 0,004 os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados

ii) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados á compressão axial

Para secções de classe 1,2 e 3

$\overline{\lambda_y} =$ 0,126

$\overline{\lambda_z} =$ 0,213

iii) Parâmetro ⊙

h/b =	0,964286	≤	1,2	
tf =	13	≤	100	mm

Curvas de encurvaduras em relação ao eixo para S235:

y - y → b

z - z → a

Fator de imperfeição:

α y-y = 0,34
α z-z = 0,21

Ø y-y = 0,50
Ø z-z = 0,52

iv) Fator de redução para o modo de encurvadura relevante (Flexão) - χ

χ y-y =	1,02633	≤	1	KO	1
χ z-z =	0,997134	≤	1	OK	0,997134

v) Cálculo do Nb,Rd

Nb,Rd,y = 2286,55 kN

Nb,Rd,z = 2279,996 kN

iv) Verificações

y -y	0,019112	≤	1	OK
z - z	0,019167	≤	1	OK

2) Esbelteza para a encurvadura por Flexão (6.3.1.3)

i) Esbelteza Normalizada - $\bar{\lambda}$ elementos solicidados á flexão

Para secções de classe 1,2 e 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$

Lcr =	0,5	*	L	=	1,4	m
iy =	0,12	m				
iz =	0,07	m				
λ_1 =	93,9					
$\bar{\lambda}$ y =	0,125787					
$\bar{\lambda}$ z =	0,213098					

Elementos uniformes em flexão (6.3.2)

1) Resistência à encurvadura

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

i) Curvas de encurvadura lateral -Caso geral

Mcr = Momento critico

Coeficientes determinantes para o cálculo do Mcr

C_1 =	1,77
C_3 =	1
$C_2 z_g$ =	0
k_z =	1
k_w =	1

Nota: Valores igual a 1, devido a na maioria dos casos práticos estas restriçoes são apenas parciais e concervativamente pode adoptar-se sempre este valor.

z_j = 0

Nota: Este parêtro traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y, sendo nulo em vigas/pilares de secção duplamente simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais

z_g = 0,135

Mcr z = 1437,43 kNm Mcr y = 2435,178 kNm

$\overline{\lambda_{T\,y}} =$ 0,327583

$\overline{\lambda_{T\,z}} =$ 0,426376

h/b = 0,964286 ≤ 2

secções em I laminadas - curva de encurvadura = a

α_{LT} = 0,21

$\emptyset_{LT\,y\text{-}y}$ = 0,567051
$\emptyset_{LT\,z\text{-}z}$ = 0,655082

χ y-y = 0,97096
χ z-z = 0,867747

- Mb,Rd :

Mb,Rd,y = 253,7312 kNm
Mb,Rd,z = 161,8486 kNm

- Verificação :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

y - y	0,091435	≤	1	Verifica
z - z	0	≤	1	Verifica

Elementos uniformes em flexão composta com compressão (6.3.3)

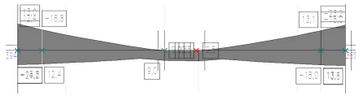
1) cálculo dos fatores de interação kij para elementos não susceptiveis á deformação por torção (Anexo B - Método 2)

C_{my} e C_{mz} :

Domínio de aplicação		carga uniforme
$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0{,}1-0{,}8\alpha_s \geq 0{,}4$
-0,392562	1,043103448	0,414049587

Mh =	-24,2		M=	-23,2
Ms =	9,5			
α_s =	-0,392562	>	0	
ψ =	1,043103	<	1	

C_{my} = 0,41405
C_{mz} = 0,41405



Fatores de interação k_{yy}, kyz, kzy, kzz para classes 1 e 2:

k_{yy} :

0,414622 ≤ 0,407881423
0,9

k_{zz} :

0,415433 ≤ 0,402907302
0,6

k_{yz} :

0,36

k_{zy} : pag 93

0,54 0

2) Os elementos solicitados à flexãocomposta com compressão deverão satizfazer as seguintes condições:

A $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y^*} N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

B $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z^*} N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Em que,	
χy e χz	ver 6.3.1
χLT	ver 6.3.2
$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ = 0	

ΔMy,Ed =	0
ΔMz,Ed =	0
χLT=	1

A :

0,061281 ≤ 1
Verifica

B :

0,028775 ≤ 1
Verifica

ou com k_{zy} = 0

B :

0,019167 ≤ 1
Verifica

Conclusão: Pelas equações A e B verifica-se que o perlfil resiste à Flexão Composta com Compressão

LIGAÇÃO UPE 140 - IPE 360

Esforços (Eixos principais. Hip. sem majorar; Comb. majoradas)

BARRA	x(cm)	Mx(kN	Mv(kN	Mz(kN	Fx(kN)	Vv(kN)	Vz(kN)	
479 UPE 140	140	0	0	0	12,4	0	0,1	Nx+Vy
	140	0	-0,1	-0,3	0	-4,2	-0,1	
366 IPE 360	0	0	0,7	13,8	43,7	2,8	10,7	Nx+Vy+Mx+Vz
	0	-0,4	-0,6	-23,2	-40,8	-28,2	0	

Classe do parafuso	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm²)	400	400	500	500	600	800	1000

PERFIL (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	r (mm)	b (mm)	A (cm²)	h (cm²)
IPE 360	8	12,7	298,6	18	170	72,7	360
UPN 140	5	9	98	12	65	18,4	140

S235		
	fy Mpa	235
	fu Mpa	360
γ_{M0}	1	
γ_{M1}	1	
γ_{M2}	1,25	
Classe do parafuso		8,8

β_w 0,8

Chapa		
e	8	mm
b	80	mm
h	330	mm

e_1: distância vertical dos parafusos ao bordo da chapa gusset;	20,7		cm	0,207
$e_{1,b}$: distância vertical dos parafusos ao bordo do perfil secundário;	21,9		cm	0,219
e_2: distância horizontal dos parafusos ao bordo da chapa gusset;	5		cm	0,05
$e_{2,b}$: distância horizontal dos parafusos ao bordo do perfil secundário;	5		cm	0,05
p_1: distância vertical entre os parafusos;	8		cm	0,08
P_2: distância horizontal entre os parafusos;	0		cm	0
h_p: altura da chapa gusset;	min =2*e1+(n1-1)*p1	49,4	cm	0,494
	máx = h2-2*tf,2-2*r2	298,6	cm	2,986
b_p: comprimento da chapa gusset;	80		cm	0,8
g_h: folga horizontal entre o perfil secundário e principal;	10		cm	0,1
gv: folga vertical entre a extremidade superior da chapa gusset e do perfil	18		cm	0,18
h_e: folga vertical entre a extremidade inferior da chapa gusset e do perfil	2		cm	0,02
a: garganta do cordão de soldadura;	3		cm	0,03
z: excentricidade da ligação;	0		cm	0
n_2: número de colunas de parafusos;	1		cm	0,01
n_1: número de linhas de parafusos;	2		cm	0,02

EN ISO 4014 - Geometria dos parafusos

Símbolo	d (mm)	d0 (mm)	e (mm)	s (mm)	As (mm²)	K (mm)	A (mm²)
Denominação	Diâmetro nominal	Diâmetro do furo	Maior dimensão da cabeça (diagonal)	Menor dimensão da cabeça (faces	Área útil (rosca)	Altura da cabeça	Área total (liso)
M8	8	9	14,38	13	#	#	50,27
M10	10	11	17,77	16	58	#	78,54
M12	12	13	20,03	18	#	#	113,1
M14	14	15	23,36	21	115	#	153,94
M16	16	18	26,75	24	157	10	201,06
M18	18	20	30,14	27	192	11,5	254,47
M20	20	22	33,53	30	245	12,5	314,16
M22	22	24	37,72	34	303	14	380,13
M24	24	26	39,98	36	353	15	452,39
M27	27	30	45,2	41	459	17	572,56
M30	30	33	50,85	46	561	18,7	706,86
M33	33	36	55,37	50	694	21	855,3
M36	36	39	60,79	55	817	22,5	1017,88
M39	39	42	66,44	60	976	25	1194,59
M42	42	45	71,3	65	#	26	1385,44
M45	45	48	76,95	70	#	28	1590,43
M48	48	51	82,6	75	#	30	1809,56
M52	52	55	88,25	80	#	33	2123,72
M56	56	59	93,56	85	#	35	2463,01
M60	60	63	99,21	90	#	38	2827,43
M64	64	67	104,86	95	#	40	3216,99

Espaçamento	Mínimo	Máximo	Espaçamento	Mínimo	Máximo	
e_1	$1{,}2d_0$	4t+40 mm	e_1	15,6	72	
e_2	$1{,}2d_0$	4t+40 mm	e_2	15,6	72	
p_1	$2{,}2d_0$	min [14t;200mm]	p_1	28,6	112	200
p_2	$2{,}4d_0$	min [14t;200mm]	p_2	31,2	1120	200

Valores para o dimensionamento				
t_{req}	4 mm	4		
$a_{w,min}$	3 mm	3		3
$a_{w,Max}$	$0{,}7*t_{min}$	3,5		
l_{Wmin}	Max(30mm; $6*a_w$)	30	18	30
$l_{w,Max}$	$150*a_w$	450		
L_{alma}	298,6			

Rotura em bloco carregamento centrado

Veff,1,Rd =	397,628671	kN	Anv =	(e1+p1-d0)t =	0,0022
racio	0,01056262		Ant	(e2 - d0/2)t =	0,0003

Rotura em bloco (excentrica)

Veff,1,Rd =	347,516671	kN
racio	0,01208575	

Soldadura ao Corte

Dimensionamento			Verificação		
V_{Ed}	-4,2	kN	Fw,Ed	≤	Fw,Rd
		kN			
$F_{w,Ed}$	-14,0656397	kN	14,066		260,50044
$f_{vw,d}$	86833,4805		Verifica		
β	0,8				
fu	235	Mpa			
$F_{w,Rd}$	260,500441	kN			

Conclusão		
a =	3	mm
Lw =	298,6	mm

alma

ESFORÇOS

Resultante de esforços (V+N)

$R_{Ed} = \sqrt{V_{Ed}^2 + N_{Ed}^2}$

R_{Ed} = 13,09198228 kN

VERIFICAÇÕES

4.3.2.1 Resistência ao corte - Parafusos (3,6,1 parte 1-8)

Valor de cálculo da resistência ao corte por plano de corte

A = 84,3 mm2

a_v = 0,6

			Racio	
$F_{v,Rd}$ =	32,371	kN	0,2022	OK

4.3.2.2 Resistência ao esmagamento da chapa

Esmagamento vertical

Na direção dos esforços

a_b = menor { a_d = 5,30769 ; f_{ub}/f_u = 2,222222 / 1 ; 1 }

cálculo de a_d :

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: a_d = $e_1 / 3d_0$ = 5,3077

Parafusos interiores: a_d = $p1/3d_0$-1/4 = 0

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor { 2,8*(e2/d0)-1,7 = 9,0692 ; 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 } = 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor { 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 }

			Racio	
$F_{b,Rd}$ =	69,12	kN	0,18941	OK

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor { a_d ; f_{ub}/f_u = 2,2222 / 1 ; 1 }

cálculo de a_d :

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: a_d = $e_1 / 3d_0$ = 5,3077

Parafusos interiores: a_d = $p1/3d_0$-1/4 = 0

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor { 2,8*(e2/d0)-1,7 = 9,0692 ; 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 } = 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor { 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 }

			Racio	
$F_{b,Rd}$ =	69,12	kN	0,1894	OK

4.3.2.2 Resistência ao esmagamento da alma do perfil secundário

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor { a_d = 5,6153846 ; f_{ub}/f_u = 2,2222222 / 1 ; 1 }

cálculo de a_d :

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: a_d = $e_{1b} / 3d_0$ = 5,6154

Parafusos interiores: a_d = $p1/3d_0$-1/4 =

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor { 2,8*(e2b/d0)-1,7 = 9,0692 ; 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 } = 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor { 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 }

			Racio	
$F_{b,Rd}$ =	69,12	kN	0,1894095	OK

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor { a_d ; f_{ub}/f_u = 2,2222 / 1 ; 1 }

cálculo de a_d :

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: a_d = $e_{1b} / 3d_0$ = 5,6154

Parafusos interiores: a_d = $p1/3d_0$-1/4 = 0

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor { 2,8*(e2b/d0)-1,7 = 9,0692 ; 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 } = 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor { 1,4(p2/d0)-1,7 ; 2,5 }

			Racio	
$F_{b,Rd}$ =	69,12	kN	0,1894	OK

LIGAÇÃO IPE 240 - HEA 280

Esforços (Eixos principais. Hip. sem majorar; Comb. majoradas)

BARRA	x(cm)	Mx(kNm)	My(kNm)	Mz(kNm)	Fx(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	
228	0	0	4,4	6,5	0	4,9	0	MY+MZ+Nx+Vy+VZ
		0	0	-6,8	-346,9	-4,6	-3,2	
283	0	0	0,6	0	3	47,4	1	Vy+MZ
		0	0	-36,1	-0,4	0	0	

Classe do parafuso	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm^2)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm^2)	400	400	500	500	600	800	1000

PERFIL	tw	tf	d	r	b	A	h
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm^2)	(cm^2)
HEA 280	8	13	196	24	280	97,3	270
IPE 240	6,2	9,8	190,4	15	120	39,1	240

S235	fy Mpa	235
	fu Mpa	360
γ_{M0}	1	
γ_{M1}	1	
γ_{M2}	1,25	
Classe do parafuso		8,8

β_w	0,8	

Chapa		
e	15	mm
b	140	mm
h	260	mm

EN ISO 4014 - Geometria dos parafusos

Símbolo	d (mm)	d0 (mm)	e (mm)	s (mm)	As (mm^2)	K (mm)	A (mm^2)
Denominação	Diâmetro nominal	Diâmetro do furo	Maior dimensão da cabeça (diagonal)	Menor dimensão da cabeça (faces planas)	Área útil (rosca)	Altura da cabeça	Área total (liso)
M8	8	9	14,38	13	36,6	5,3	50,27
M10	10	11	17,77	16	58	6,4	78,54
M12	12	13	20,03	18	84,3	7,5	113,1
M14	14	15	23,36	21	115	8,8	153,94
M16	16	18	26,75	24	157	10	[illegible]
M16	16	18	26,75	24	157	10	201,06
M20	20	22	33,53	30	245	12,5	314,16
M22	22	24	37,72	34	303	14	380,13
M24	24	26	39,98	36	353	15	452,39
M27	27	30	45,2	41	459	17	572,56
M30	30	33	50,85	46	561	18,7	706,86
M33	33	36	55,37	50	694	21	855,3
M36	36	39	60,79	55	817	22,5	1017,88
M39	39	42	66,44	60	976	25	1194,59
M42	42	45	71,3	65	1120	26	1385,44
M45	45	48	76,95	70	1288	28	1590,43
M48	48	51	82,6	75	1473	30	1809,56
M52	52	55	88,25	80	1719	33	2123,72
M56	56	59	93,56	85	2030	35	2463,01
M60	60	63	99,21	90	2289	38	2827,43
M64	64	67	104,86	95	2675	40	3216,99

e_1: distância vertical dos parafusos ao bordo da chapa gusset;	3	cm	0,03
$e_{1,b}$: distância vertical dos parafusos ao bordo do perfil secundário;	280	cm	2,8
e_2: distância horizontal dos parafusos ao bordo da chapa gusset;	4	cm	0,04
$e_{2,b}$: distância horizontal dos parafusos ao bordo do perfil secundário;	10	cm	0,1
p_1: distância vertical entre os parafusos;	14	cm	0,14
P_2: distância horizontal entre os parafusos;	6	cm	0,06
h_p: altura da chapa gusset;	min =2*e1+(n1-1)*p1 / máx = h2-2*tf,2-2*r2	48 / 196 cm	0,48 / 1,96
b_p: comprimento da chapa gusset;	14	cm	0,14
g_h: folga horizontal entre o perfil secundário e principal;	0	cm	0
gv: folga vertical entre a extremidade superior da chapa gusset e do perfil secundário;	280	cm	2,8
h_b: folga vertical entre a extremidade inferior da chapa gusset e do perfil secundário;	280	cm	2,8
a: garganta do cordão de soldadura;	3,5	cm	0,035
z: excentricidade da ligação;	0	cm	0
n_2: número de colunas de parafusos;	2	cm	0,02
n_1: número de linhas de parafusos;	4	cm	0,04

Espaçamento	Mínimo	Máximo	Espaçamento	Mínimo	Máximo	
e_1	$1,2d_0$	4t+40 mm	e_1	21,6	100	
e_2	$1,2d_0$	4t+40 mm	e_2	21,6	100	
p_1	$2,2d_0$	min [14t;200mm]	p_1	39,6	210	200
p_2	$2,4d_0$	min [14t;200mm]	p_2	43,2	1960	200

Valores para o dimensionamento					Valores para o dimensionamento				
t_{req}	4 mm	4			t_{req}	4 mm	4		
$a_{w,min}$	3 mm	3		3,5	$a_{w,min}$	3 mm	3		4
$a_{w,Max}$	$0,7*t_{min}$	4,34			$a_{w,Max}$	$0,7*t_{min}$	4,34		
l_{Wmin}	Max(30mm; $6*a_w$)	30	21	30	l_{Wmin}	Max(30mm; $6*a_w$)	30	24	30
$l_{w,Max}$	$150*a_w$	525			$l_{w,Max}$	$150*a_w$	600		
L_{alma}	0,3808				L_{banzo}	0,3			

Soldadura ao Corte

Dimensionamento			Verificação		
V_{Ed}	47,4	kN	Fw,Ed	≤	Fw,Rd
$F_{w,Ed}$	124,4747899	kN	124,4747899		303,9171817
$f_{vw,d}$	86833,48049		OK		
β	0,8				
fu	235	Mpa			
$F_{w,Rd}$	303,9171817	kN			

Conclusão		
a =	3,5	
Lw =	0,38	

alma

Soldadura á tração

Dimensionamento			Verificação		
$N_{ed,T}$	-47,5	kN	Fw,Ed	≤	Fw,Rd
$F_{w,Ed}$	158,3333333	kN	158,3333333		347,3339219
$f_{vw,d}$	86833,48049		OK		
β	0,8				
fu	235	Mpa			
$F_{w,Rd}$	347,3339219	kN			

Conclusão		
a =	4	
Lw =	0,3	

Conclusão final

Conclusão		
a =	4	mm
Lw =	0,68	m

ESFORÇOS

Resultante de esforços (V+N)

$R_{Ed} = \sqrt{V_{Ed}^2 + N_{Ed}^2}$

R_{Ed} = 47,49484183 kN

Med =	-36,1	kNm
d	0,19	m
FtEd =	-190	kN
por parafuso		
FtEd =	-47,5	kN

VERIFICAÇÕES

4.3.2.1 Resistência ao corte - Parafusos (3,6,1 parte 1-8)

Valor de cálculo da resistência ao corte por plano de corte

A = 157 mm2

a_v = 0,6

			Racio	
$F_{v,Rd}$ =	60,288	kN	0,3939	OK

Resistência do parafuso à tração

Ft,Rd = 90,432 kN

k2 = 0,9

racio	
0,5252565	OK

Resistência ao punçoamento

Bp,Rd = 78,17287832 dm = 18

racio	
0,6076276	OK

Reforço com uma chapa de 8mm

Bp,Rd = 146,5741468

racio	
0,3240681	OK

4.3.2.2 Resistência ao esmagamento da chapa

Esmagamento vertical

Na direção dos esforços

a_b = menor; a_d = 0,527777778; f_{ub}/f_u = 2,222222222 / 1 / 1

cálculo de a_d:

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$ = 0,769230769

Parafusos interiores: a_d = p1/3d0-1/4 = 0,527777778

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor: 2,8*(e2/d0)-1,7 / 2,5 = 6,915384615; 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor: 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

racio				
$F_{b,Rd}$ =	68,4	kN	0,694369033	OK
$F_{b,Rd}$ =	68,4	kN	0,694369033	OK

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor; a_d = 0,769230769; f_{ub}/f_u = 2,222222222 / 1 / 1

cálculo de a_d:

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$ = 0,7692308

Parafusos interiores: a_d = p1/3d0-1/4 = 3,3397436

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor: 2,8*(e2/d0)-1,7 / 2,5 = 6,915384615; 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor: 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

racio				
$F_{b,Rd}$ =	99,69230769	kN	0,476414308	OK
$F_{b,Rd}$ =	99,69230769	kN	0,476414308	OK

4.3.2.2 Resistência ao esmagamento da alma do perfil secundário

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor; a_d = 71,79487179; f_{ub}/f_u = 2,222222222 / 1 / 1

cálculo de a_d:

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: $a_d = \frac{e_{1b}}{3d_0}$ = 71,79487179

Parafusos interiores: a_d = p1/3d0-1/4 = 3,33974359

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

Para parafusos de extremidade

k_1 = menor: 2,8*(e2b/d0)-1,7 / 2,5 = 19,83846154; 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor: 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5

racio				
$F_{b,Rd}$ =	129,6	kN	0,366472545	OK
$F_{b,Rd}$ =	129,6	kN	0,366472545	OK

Esmagamento horizontal

Na direção dos esforços

a_b = menor; a_d = 3,33974359; f_{ub}/f_u = 2,222222222 / 1 / 1

cálculo de a_d:

Na direção dos esforços:

Parafusos de extremidade: $a_d = \frac{e_{1b}}{3d_0}$ = 71,79487179

Parafusos interiores: a_d = p1/3d0-1/4 = 3,33974359

Perpendicularmente á direção de transmissão dos esforços

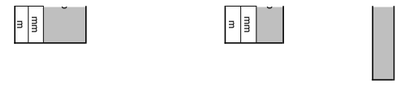
Para parafusos de extremidade

k_1 = menor: 2,8*(e2b/d0)-1,7 / 2,5 = 19,83846154; 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

Para parafusos interiores

k_1 = menor: 1,4(p2/d0)-1,7 / 2,5 = 2,966666667; 2,5

racio				
$F_{b,Rd}$ =	129,6	kN	0,366472545	OK
$F_{b,Rd}$ =	129,6	kN	0,366472545	OK



210 000 000

E = 210 Gpa

fy	235	275	355	420	460
ε	1	0,92	0,81	0,75	0,71

γ_{M0} 1
γ_{M1} 1
γ_{M2} 1,25

Valores de tensão

σ 0

Esforços

N	-346,9
A	97,3
My	-6,8
Mz	4,4
Iz	13670
Iy	4763

TABLA DE CARACTERÍSITCAS

PERFIL	G	h	b	tw	tf	r	A	hi	d	Iy	Wel,y	Wpl,y	iy	Iz	Wel,z	Wpl,z	iz	Ss	It	Iw
(mm)	kg/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm2)	cm	(mm)	(cm4)	(cm3)	(cm3)	(cm)	(cm4)	(cm3)	(cm3)	cm	(cm)		(cm6)
IPE-240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	3892	324	367	9,97	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4
IPE-360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	16270	904	1019	15	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314
HEA-280	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	13670	1013	1112	11,86	4763	340,2	518,1	7	62,12	62,1	785,4
UPN 140	14,5	140	65	5	9	12	18,4	122	98	600	85,6	98,8	5,71	78,8	18,2	33,2	2,07	21	4,05	2,2

IPE-240

Alma à flexão

Classe 1:

72	c	190,4	c/tw	≤	72*ε
	tw	6,2	30,70968	≤	72
	fy	1		Classe 1	

Banzo à compressão

Classe 1

9	c	60,0	c/tf	≤	9*ε
	tf	9,8	6,122449	≤	9
	fy	1		Classe 1	

IPE-360

Alma à flexão

Classe 1:

72	c	298,6	c/tw	≤	72*ε
	tw	8	37,325	≤	72
	fy	1		Classe 1	

Banzo à compressão

Classe 1

9	c	85,0	c/tf	≤	9*ε
	tf	12,7	6,692913	≤	9
	fy	1		Classe 1	

HEA-280

Alma à flexão e compressão

Classe 1:

396	c	196,0	c/tw	≤	396ε/(13*α-1)
13	tw	8	24,5	≤	154,9858669
1	fy	1		Classe 1	

σ = N/A + Mz/Iz*y + My/Iy*z
quando a tensão é igual a zero 0

y = 0,716723 αc = h
α = 0,273467

Banzo à compressão

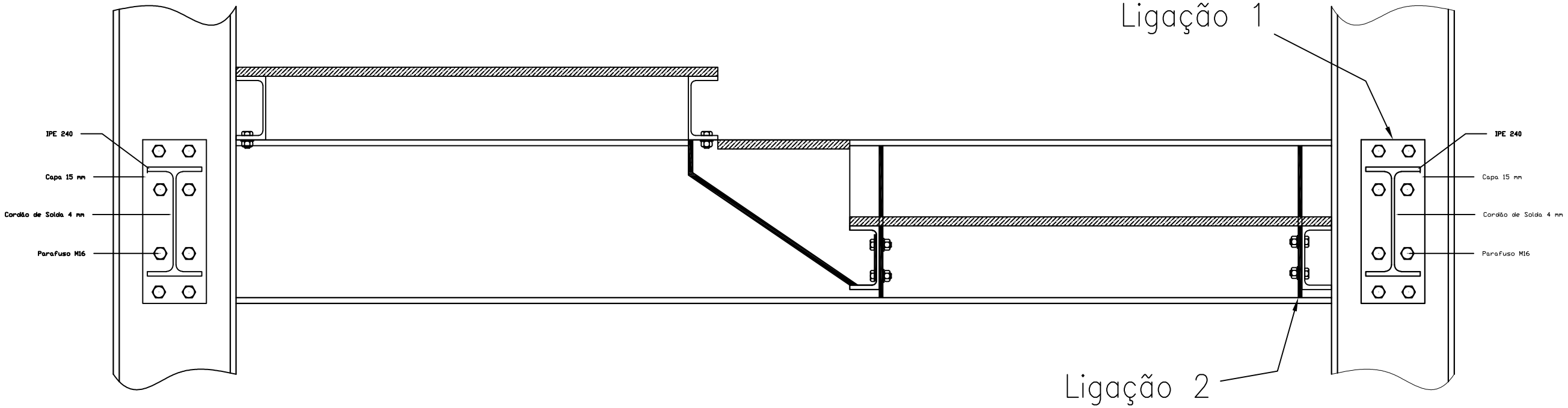
Classe 1

9	c	108,9	c/tf	≤	$9\varepsilon/\alpha(\alpha)^{\wedge 1/2}$
	tf	13	8,38	≤	31,23605261
	fy	1		Classe 1	

σ = N/A + Mz/Iz*y + My/Iy*z
quando a tensão é igual a zero 0

y = 0,249726 αc = h α = 0,436239

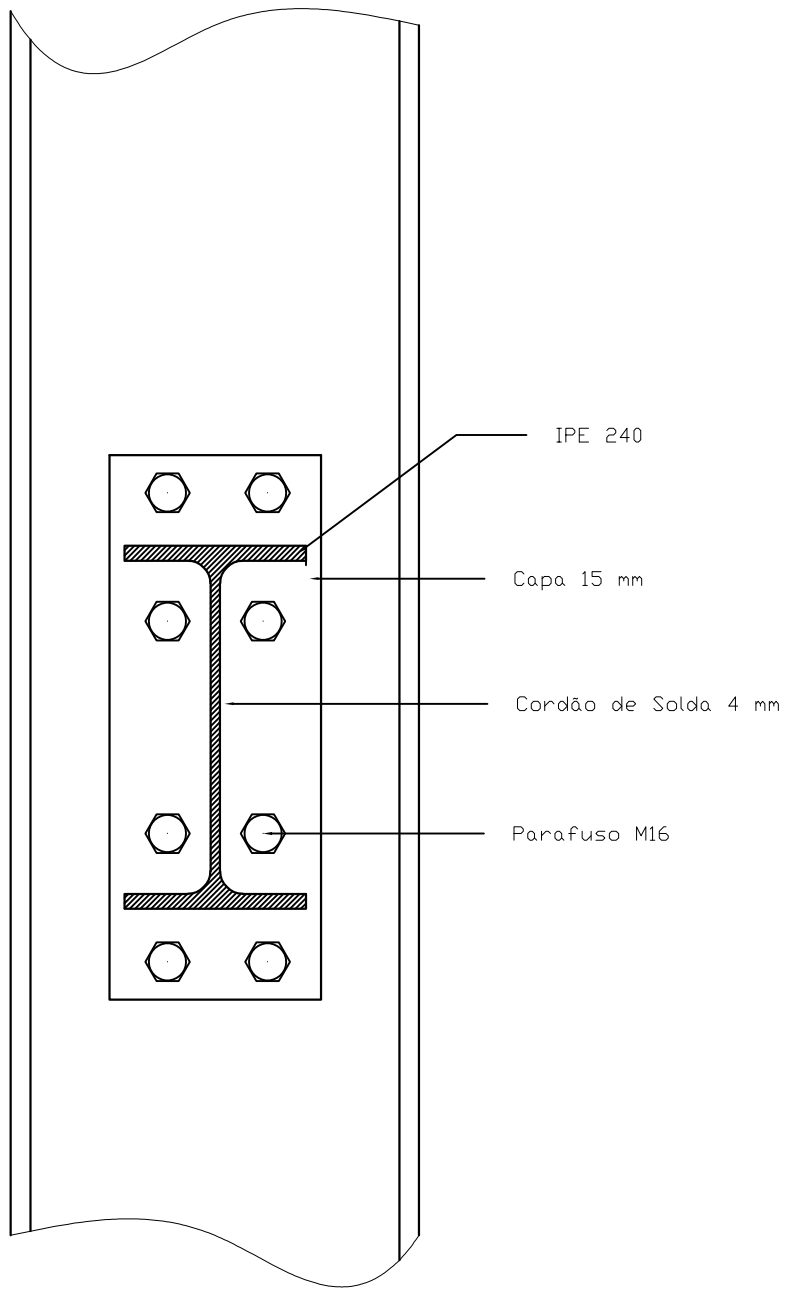
Ligações Metálicas

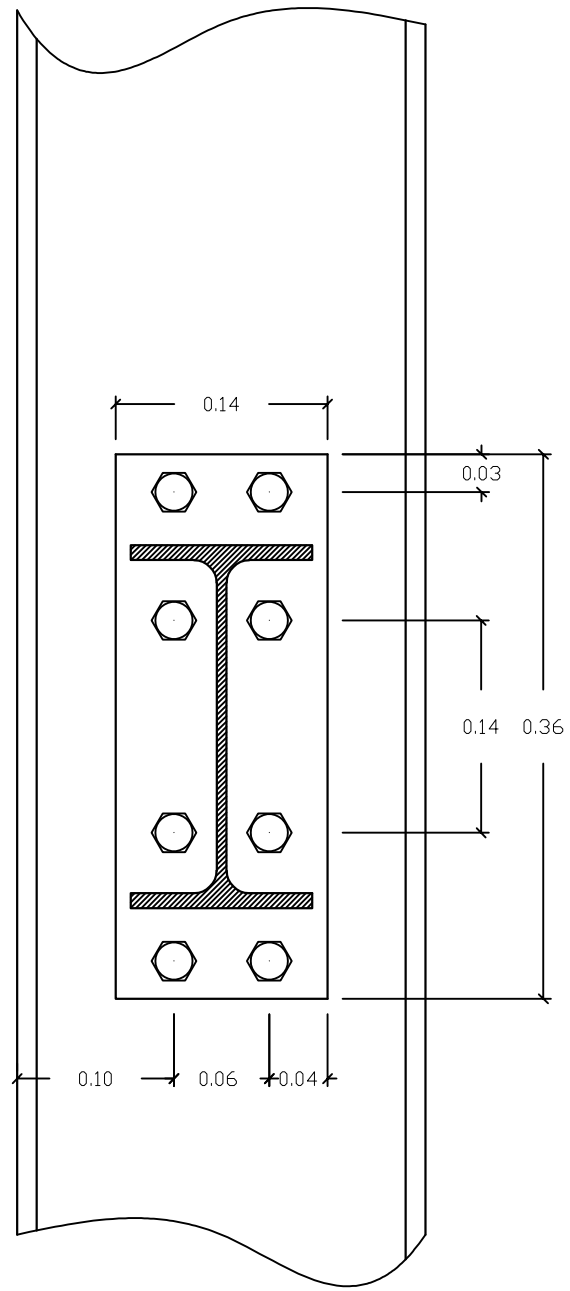


	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/10 1/50	Designação: Ligações Metálicas		Desenho nº 28
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

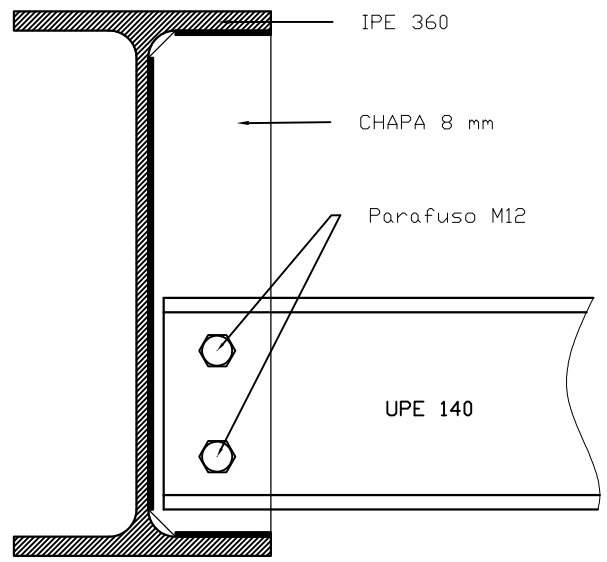
Pormenores de ligações

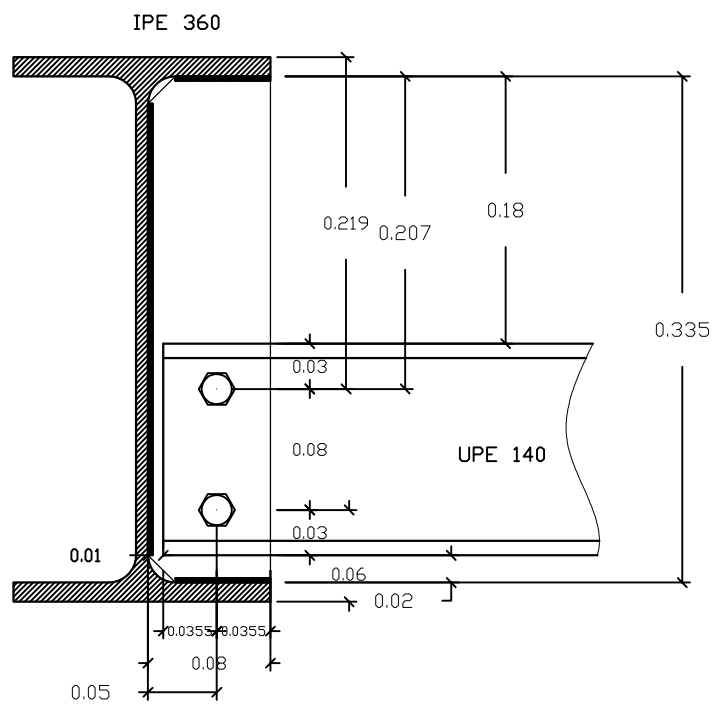
Ligação 1





Ligação 2





	Data:	Arquivo:	Finalidade:	Entidade:
	10/2016	Tese	Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/10 1/50	Designação: Pormenores de Ligações		Desenho nº 29
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº

Pré-Dimensionamento

S235	fy	235	MPa
	fu	360	MPa

Pilares

Ned	-346,9								
A									
fy	235								
γ_{M0}	1								
Ned	≤	Nc,Rd							
A	≥	0,0014762	m2						
A	≥	14,761702	cm2	→	Perfil	HE 100AA*	A=	15,6	cm2

O perfil a adoptar não será o obtido pelos cálculos, visto estes servirem apenas para se obter uma noção de grandeza dos perfis. No pré dimensionamento não entram factores importantes, como o sismo e entre outros.
O perfil adoptado será o HE 280A tendo em conta todos os fatores e basedo tambem pelo programa.

Perfil adotado	HE 280A	A=	97,3

Vigas

MEd	-36,1	kNm							
Wpl		cm3							
fy	235	Mpa							
γ_{M0}	1								
Med	≤	Mply							
A	≥	0,0001536	m2						
A	≥	153,61702	cm2	→	Perfil	IPE 180	wply=	166	cm3

O perfil a adoptar não será o obtido pelos cálculos, visto estes servirem apenas para se obter uma noção de grandeza dos perfis. No pré dimensionamento não entram factores importantes, como o sismo e entre outros.
O perfil adoptado será o IPE 240 tendo em conta todos os fatores e basedo tambem pelo programa.

Perfil adotado	IPE 240	wply=	367	cm3

Verificação	Perfil de cálculo	wply=	166	OK
	Perfil escolhido	wply=	367	

Quadro de pilares

QUADRO DE PILARES DA COTA 0,00

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 193 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 194 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 195 _HE 280A Tipo 5/0	Pilar 196 _HE 280A Tipo 5/0
Pilar 201 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 214 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 200 _HE 280A Tipo 7/0	Pilar 213 _HE 280A Tipo 7/0

TIPOS DE PILARES DA COTA 0,00

Tipo 5/0 (x4)	Tipo 7/0 (x4)
_HE 280A L=2,80	_HE 280A L=1,40

QUADRO DE PILARES DA COTA 2,80

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 263 _HE 280A Tipo 5/280	Pilar 265 _HE 280A Tipo 5/280	Pilar 268 _HE 280A Tipo 5/280
Pilar 284 _HE 280A Tipo 7/280	Pilar 277 _HE 280A Tipo 7/280	Pilar 270 _HE 280A Tipo 5/280
Pilar 299 _HE 280A Tipo 7/280	Pilar 300 _HE 280A Tipo 7/280	

TIPOS DE PILARES DA COTA 2,80

Tipo 5/280 (x4)	Tipo 7/280 (x4)
_HE 280A L=2,80	_HE 280A L=1,40

QUADRO DE PILARES DA COTA 8,40

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 435 _HE 280A Tipo 7/840	Pilar 437 _HE 280A Tipo 7/840	Pilar 440 _HE 280A Tipo 7/840	Pilar 442 _HE 280A Tipo 7/840
Pilar 469 _HE 280A Tipo 7/840	Pilar 470 _HE 280A Tipo 7/840	Pilar 449 _HE 280A Tipo 7/840	

TIPOS DE PILARES DA COTA 8,40

Tipo 7/840 (x8)
_HE 280A L=2,80

QUADRO DE PILARES DA COTA 5,60

Alturas e cotas em m Recobrimento 25 mm

Pilar 349 _HE 280A Tipo 5/560	Pilar 351 _HE 280A Tipo 5/560	Pilar 354 _HE 280A Tipo 5/560
_HE 280A Tipo 7/560	Pilar 356 _HE 280A Tipo 5/560	Pilar 386 _HE 280A Tipo 7/560
Pilar 385 _HE 280A Tipo 7/560		

TIPOS DE PILARES DA COTA 5,60

Tipo 5/560 (x4)	Tipo 7/560 (x4)
_HE 280A L=2,80	_HE 280A L=1,40

	Data: 10/2016	Arquivo: Tese	Finalidade: Universidade da Beira Interior Projeto de Estabilidade de um Edifício	Entidade: Eng. Civil Catarina Veiga
	Escalas: 1/100	Designação: Quadro de pilares		Desenho nº 27
	DEPARTAMENTO DE ENG. CIVIL E ARQUITECTURA			Substitui nº Substituido por nº